

46219

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YATAY YÜKLER ETKİSİNDEKİ BÜYÜK ÇAPLI KAZIKLARIN
DAVRANIŞLARININ BELİRLENMESİ**

DOKTORA TEZİ

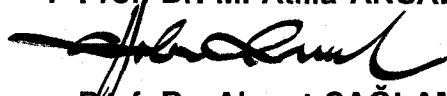
Y. Müh. Ali Süha KIN

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 01 Kasım 1994

Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Mart 1995

Tez Danışmanı

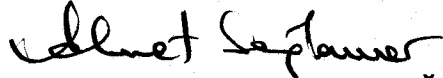
: Prof. Dr. M. Atilla ANSAL



21.5.96

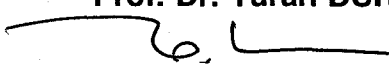
Diğer Jüri Üyeleri

: Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER



21.5.1996

Prof. Dr. Turan DURGUNOĞLU



21.05.1996

MART 1995

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

ÖNSÖZ

Günümüzde, büyük yatay yükler taşıyan kazıklara oldukça sık rastlanılmasına rağmen , böyle bir problemin çözümünde sonuçları belirleyen en önemli parametrelerden biri olan yatay yatak katsayısının belirlenmesinde bir takım zorluklarla karşılaşilmektedir.

Bu çalışmada böyle bir ihtiyaca cevap vermek amacı ile yola çıkılmış ve çeşitli laboratuvar ve arazi deneylerinden elde edilen parametrelere bağlı olarak yatay yatak katsayısını belirleme yöntemleri araştırılmıştır. Ayrıca, bu yöntemler İstanbul Yeni Galata Köprüsü kazıklarında uygulanmıştır.

Bu tezin gerçekleştirilmesinde, yardımlarını ve hoşgörüsünü esirgemeyen , değerli fikir ve görüşleri ile beni aydınlatan hocam, Sayın Prof.Dr.M.Atilla Ansal'a teşekkür ederim. Çalışmalarından büyük ölçüde istifade ettiğim hocam Sayın Prof.Dr.Ahmet Sağlamer'e; çalışmalarım esnasında beni teşvik eden ve destekleyen başta STFA Holding Yönetim Kurulu Başkanı Sayın Sezai Türkeş olmak üzere, STFA Temel Kazıkları İnşaatı A.Ş. Yönetim Kurulu Başkanı Sayın Vasfi Cankat'a ve STFA Temel Kazıkları İnşaatı A.Ş. Genel Müdürü Sayın Sait Gönen'e; çalışmanın bazı bölümlerinde birlikte çalıştığım arkadaşım Yük.Müh. Balamir Yasa'ya; şekillerin çiziminde bana yardımcı olan Bahattin Balcı ve Emin Öksüz'e; LUSAS bilgisayar programının kullanılmasında yardımcı olan STFA İnşaat A.Ş. Plan, Etüd ve Proje Müdürlüğü'ne ; göstermiş oldukları yakın ilgi ve yardımlarından dolayı tüm STFA Temel Kazıkları İnşaatı A.Ş. çalışanlarına ayrıca teşekkür ederim.

Çalışmanın her aşamasında, bana moral verip destekleyen, ve bu tezin yazımında yardımcı olan sevgili eşim, Ebru Kın'a ve yoğun çalışmalarım esnasında yeterince ilgilenemediğim kızım, Ceren'e teşekkürlerimi borç bilirim.

Ali Süha KIN

Kasım,1994

İÇİNDEKİLER

NOTASYON LİSTESİ	vi
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xi
TABLoların LİSTESİ	xx
ÖZET	xxvii
SUMMARY.....	xxviii
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞLARININ ANALİZİNDE KULLANILAN ÇÖZÜM YÖNTEMLERİ	5
2.1. Yatak Katsayısı Yöntemi.....	5
2.1.1. Yatak Katsayısı Kavramı.....	5
2.1.2. Yatak Katsayısına Dayanan Broms Yöntemi.....	24
2.2. Elastisite Teorisine Dayanan Poulos Yöntem....	41
2.3. Zemin Reaksiyonu-Kazık Yerdeğiştirmesi(p-y) Yöntemi.....	46
2.3.1. Kum Zeminler için p-y Eğrileri.....	53
2.3.2. Yumuşak Killer için p-y Eğrileri.....	59
2.3.3. Yeraltı Su Seviyesinin Altındaki Sert Killer için p-y Eğrileri.....	64
2.3.4. Yeraltı Su Seviyesi Üzerindeki Sert Killer için p-y Eğrileri.....	71
2.3.5. Birleştirilmiş Metodla Yeraltı Su Seviyesi Altındaki Killer için p-y Eğrileri.....	75
2.3.6. Su Altındaki Sert Killer için Önerilen Yeni p-y Kriteri.....	82
2.3.7. Presyometre Deneyi Sonuçlarından p-y Eğrilerinin Elde Edilmesi.....	87
BÖLÜM 3. YATAY YATAK KATSAYISI BELİRLEME YÖNTEMLERİ	90
3.1. Zemin Elastisite Modülünden Yatay Yatak Katsayısının Belirlenmesi	91
3.2. Zemin Taşıma Gücü Bağıntılarından Yatay Yatak Katsayılarının Belirlenmesi	99
3.3. Presyometre Deneyi Sonuçlarından Yatay Yatak Katsayılarının Belirlenmesi	103

3.4. Çeşitli Araştırmacılar Tarafından Önerilen Yatay Yatak Katsayısı Bağıntıları.....	114
3.5. Dinamik ve Tekrarlı Yükler ile Kazık Gruplarının Yatay Yatak Katsayısı Üzerindeki Etkileri	126
BÖLÜM 4. YENİ GALATA KÖPRÜSÜ KAZIKLARI ÜZERİNDE YAPILAN YATAY YÜKLEME DENEYLERİ	128
4.1. Zemin Koşulları	129
4.2. Test Kazıkları Civarındaki Sondaj Kesitleri ..	132
4.3. Kazık Çakım Yöntemleri	137
4.4. Yatak Yükleme Deney Sisteminin Teşkili	139
4.5. Yatay Yükleme Deneyi Ölçme Düzeni	141
4.6. Yükleme Programı	144
4.7. Yatay Yükleme Deneylerinin Sonuçları	151
BÖLÜM 5. YATAK KATSAYISI BELİRLEME YÖNTEMLERİNİN YENİ GALATA KÖPRÜSÜ KAZIKLARINDA UYGULANMASI	155
5.1. Zemin Elastisite Modülünden Yatay Yatak Katsayılarının Hesaplanması	156
5.1.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	156
5.1.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	161
5.1.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	167
5.1.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	173
5.2. Presyometre Deneyinden Yatay Yatak Katsayılarının Hesaplanması	179
5.2.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	179
5.2.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	183
5.2.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	187
5.2.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	190
5.3. Drenajsız Kayma Mukavemeti(Kohezyon) Değerlerinden Yatay Yatak Katsayılarının Hesaplanması.....	194
5.3.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	197
5.3.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	199
5.3.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	199
5.3.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	201
5.4. Lineer Olmayan Hesaplarda Kullanılan p-y Eğrilerinin Teşkili	201

5.4.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	202
5.4.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	202
5.4.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	203
5.4.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	204
BÖLÜM 6. DENEYSEL SONUÇLAR İLE SAYISAL ÇÖZÜMLEME	
SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI	205
6.1. Lineer Elastik Çözümleme Yöntemi.....	205
6.1.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	206
6.1.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	221
6.1.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	241
6.1.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	251
6.2. Lineer-Olmayan Çözümleme Yöntemi.....	261
6.2.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı.....	264
6.2.2. Eminönü Yaklaşım Açıklığı.....	267
6.2.3. Karaköy Kenar Ayağı.....	270
6.2.4. Eminönü Kenar Ayağı.....	273
BÖLÜM 7. SONUÇLARIN İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRİLMESİ.....	277
BÖLÜM 8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	286
KAYNAKLAR	293
EKLER	303
EK A Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Yaklaşım Açıklığı ve Karaköy Kenar Ayağındaki Yatay Yükleme Deneyi Yapılan Bölgelerde ; SPT Deneylerinden Elde Edilen Darbe Sayıları (N) ile Dane Boyutunun ve Zemin indeks Özelliklerinin Derinlikle Değişimi.....	303
EK B Eminönü Kenar Ayağı, Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Kenar Ayağı ve Karaköy Yaklaşım Açıklıklarında Herbir Test Kazığı için Çizilen Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri	310
EK C Eminönü Kenar Ayağı, Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Kenar Ayağı ve Karaköy Yaklaşım Açıklığı Bölgelerindeki Kazıklar Üzerinde Yapılan Yatay Yükleme Deneyleri Sonuçları.....	319
EK D Karaköy Yaklaşım Açıklığı, Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Kenar Ayağı ve Eminönü Kenar Ayağında Lineer Olmayan Çözümlemede Kullanılan LUSAS Programı Giriş Bilgileri.....	324
ÖZGEÇMİŞ	336

NOTASYON LİSTESİ

a (m)	: Kazık eksenleri arasındaki mesafe
A	: Katsayı
A_i	: Dönüştürme faktörü
A_c, A_s	: Katsayı
B	: Katsayı
B (m)	: Kazık genişliği
C	: Katsayı
C_1, C_2, C_3, C_4	: Katsayı
c_a (kN/m ²)	: Ortalama kohezyon
c_u (kN/m ²)	: Drenajsız kohezyon
D	: Katsayı
D (m)	: Kazık çapı
D_c (m)	: Maksimum kritik derinlik
D_r (%)	: Rölatif sıkılık
e (m)	: Yatay kuvvetin dış merkezliği
e_i	: Düğüm noktalarının dönmesi
E_p (kN/m ²)	: Kazığın elastisite modülü
E_s (kN/m ²)	: Zeminin elastisite modülü
$(E_s)_{max}$ (kN/m ²)	: Maksimum zemin modülü
E_{s0} (kN/m ²)	: Zemin yüzeyindeki elastisite modülü
E_m (kN/m ²)	: Presyometre (deformasyon) modülü
f (m)	: Derinlik
f (MN/m ³)	: Yatay yatak katsayısı sabiti

f (mm/MN)	: Kazıkbaşı yatay fleksibilitesi
f_{ort} (mm/MN)	: Ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi
F	: Katsayı
F_i (kN)	: iç kuvvetler
G (kN/m ²)	: Kayma modülü
H (kN)	: Yatay kuvvet
h (m)	: Derinlik
I_p (m ⁴)	: Kazık atalet momenti
I_H, I_M	: Yer değiştirme tesir sayıları
I_H, I_M	: Dönme tesir sayıları
J	: Katsayı
K_o	: Sukunetteki toprak basıncı katsayısı
K_p	: Rankine pasif toprak basıncı katsayısı
K_R	: Kazık fleksibilite faktörü
k_h (kN/m ³)	: Yatay yatak katsayısı
k'_h (kN/m ²)	: Yatay yatak modülü
k_m (kN/m ³)	: Yatay yatak katsayısı
k_{max} (kN/m ³)	: Maksimum yatay yatak katsayısı
k, k_s (kN/m ³)	: Yatak katsayısı
k'_s (kN/m ²)	: Zemin modülü
k'_{s0} (kN/m ²)	: Zemin yüzeyindeki zemin modülü
L (m)	: Kazık boyu
LI (%)	: Likitlik indisi
M (kNm)	: Eğilme momenti
M_o, M_t, M_m (kNm)	: Eğilme momenti
M_{akma} (kNm)	: Akma momenti
m_v (cm ² /kg)	: Hacimsal sıkışma katsayısı

n	: Yatay yükleme deneyinde uygulanan yükleme kademelerinin sayısı
N	: Yatay kuvvetin tekrar sayısı
N	: SPT darbe sayısı
N_c, N_q, N	: Taşıma gücü faktörleri
$n_h \text{ (kN/m}^3\text{)}$	: Yatay yatak katsayısı sabiti
OCR	: Aşırı konsolide olma oranı
$P, P_h \text{ (kN)}$	: Yatay kuvvet
$P_i \text{ (kN)}$	: Dış kuvvetler
PI (%)	: Plastisite indisi
$P_n \text{ (kN)}$	: Nihai yatay yük
$P_z \text{ (kN)}$	: Eksenel kuvvet
$p \text{ (kN/m)}$	: Zemin reaksiyonu
$p_{ct}, p_{cd} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Nihai zemin direnci
$p_f \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Sünme basıncı
$p_L \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Limit (sınır) basınç
$p_L^* \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Net limit basınç
$p_m \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Zemin gerilmesi
$p_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Nihai zemin gerilmesi
$p_o \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Jeolojik gerilme
R	: Rijitlik faktörü
$R \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Eğilme rijitliği
RR	: Rölatif rijitlik
$Q \text{ (kN)}$	: Yük
$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Sürşaj
$q_c \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Koni penetrasyon direnci
$q_o \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Gerilme
$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	: Tek eksenli basınç direnci

q_{ult} (kN/m ²)	: Zemin taşıma gücü
S	: Sistem rijitlik matrisi
$S(R)$	: Azaltma faktörü
St	: Killerdeki hassaslık
T	: Göreceli rijitlik faktörü
u (m)	: Yatay yerdeğiştirme
V, V_m (kN)	: Kesme kuvveti
w_L (%)	: Likit limit
w_n (%)	: Tabii su muhtevası
w_p (%)	: Plastik limit
x_i (m)	: Yer değiştirmeler
y (m)	: Yatay kazık yerdeğiştirmesi
$y_c (y_{50})$ (m)	: Statik yükleme durumunda nihai zemin reaksiyonunun yarısında oluşan deplasman
y_o, y_g (m)	: Zemin yüzeyindeki yatay yerdeğiştirme
y_s (m)	: Statik yükler altındaki deplasman
y_c (m)	: Tekrarlı yükler altındaki deplasman
Z	: Derinlik faktörü
z (m)	: Zemin yüzeyinden itibaren derinlik
z_c (m)	: Kritik derinlik
z_r (m)	: Zemin yüzeyinden direnci azaltılmış bölgenin altına kadarki derinlik
θ	: Kazığın zemin yüzündeki dönmesi
μ	: Poisson oranı
ρ (m)	: Kazığın zemin yüzündeki yerdeğiştirmesi
γ (kN/m ³)	: Zeminin birim hacim ağırlığı
γ_A (kN/m ³)	: Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı

γ' (kN/m ³)	: Zeminin efektif birim hacim ağırlığı
ϕ (derece)	: Zeminin içsel sürtünme açısı
σ_a	: Akma gerilmesi
λ_a	: Azaltma katsayısı
α	: Yapı katsayısı
λ_c, λ_d	: Şekil katsayıları
Δu (mm)	: Yatay yükleme deneyinde her yük kademesinde kazıkbaşı yatay yerdeğiştirmeleri arasındaki fark
Δp (MN)	: Yatay yükleme deneyinde her yük kademesindeki yükler arasındaki fark

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil 2.1. Winkler Hipotezinde Kullanılan Model.....	7
Şekil 2.2. Elastik Temele Oturan Kiriş.....	9
Şekil 2.3. Zemin Reaksiyonuyla Kazık Yerdeğiştirmesi Arasında Doğrusal Bir Bağıntı Olması Halinde Çözüm Yöntemleri (Sağlamer 1977).....	12
Şekil 2.4. Sonlu Farklar Modellemesi.....	16
Şekil 2.5. Yanal Yüklere Maruz Kazık.....	20
Şekil 2.6. Zemin Reaksiyonuyla Kazık Yerdeğiştirmesi Arasında Doğrusal Bir Bağıntı Olmaması Hali (Sağlamer 1977).....	23
Şekil 2.7. Kohezyonlu Zeminlerde Kazığın Yanal Yerdeğiştirmesi (Broms,1964a & Toğrol,1977)....	28
Şekil 2.8. Kohezyonsuz Zeminlerde Kazığın Yanal Yerdeğiştirmesi (Broms,1964b & Toğrol,1977)....	31
Şekil 2.9. Yatay Kuvvet Etkisindeki Kazıkların Kırılma Modları (Broms, 1964a & Sağlamer, 1977)....	33
Şekil 2.10. Serbest Başlı Uzun Kazığın Eğilmesi ve Zemin Reaksiyonlarının Dağılışı (Broms, 1964a & Sağlamer,1977).....	33
Şekil 2.11. Kohezyonlu Zemindeki Serbest Başlı Uzun Kazığın Kırılması, Zemin Reaksiyonlarının ve Eğilme Momentinin Dağılışı (Broms , 1964 a & Sağlamer 1977).....	34
Şekil 2.12. Kohezyonlu Zemindeki Uzun Kazıkların Taşıyabilecekleri Nihai Yatay Kuvvetler (Broms,1964a & Sağlamer,1977).....	35
Şekil 2.13. Kohezyonsuz Zeminde Kazığın Eğilmesi ve Kabul Edilen Zemin Reaksiyonları Dağılışı (Broms,1964b & Sağlamer,1977).....	36
Şekil 2.14. Kohezyonsuz Zeminde Serbest Başlı Uzun Kazığın Eğilmesi, Zemin Reaksiyonu ve Eğilme Momenti Dağılışı (Broms,1964b & Toğrol,1977).....	38

Şekil 2.15. Kohezyonsuz Zemindeki Uzun Kazıkların Taşıyabilecekleri Nihai Yatay Kuvvetler (Broms,1964b & Toğrol,1977).....	40
Şekil 2.16. Poulos Yönteminde a)Kazığa b)Zemine Etkiyen Gerilmeler (Sağlamer,1977).....	41
Şekil 2.17. Zemin Reaksiyonu, p ve Kazık Yerdeğiştirmesi, y nin Grafik Tanımlanması.....	47
Şekil 2.18. Yatay Yüklü Kazıklar için p-y Eğrileri.....	48
Şekil 2.19. Kum Zeminlerde p-y Eğrisi (Reese, Cox & Koop, 1974).....	53
Şekil 2.20. ϕ Açısının Bir Fonksiyonu Olarak C1,C2,C3 Sabitleri (API,1989).....	55
Şekil 2.21. ϕ Açısının Bir Fonksiyonu Olarak Yatak Katsayısı (API,1989).....	57
Şekil 2.22. Boyutsuz B Katsayısının Derinlikle Değişimi....	58
Şekil 2.23. Yumuşak Killer için p-y Eğrileri(Matlock,1970).	61
Şekil 2.24. Yeraltı Su Seviyesinin Altındaki Sert Killer için p-y Eğrileri (Reese, Cox & Koop, 1975)...	66
Şekil 2.25. Boyutsuz A_s ve A_c Katsayılarının Boyutsuz Derinlikle Değişimi.....	67
Şekil 2.26. Yeraltı Su Seviyesi Üsttündeki Sert Killer için p-y Eğrileri (Welch & Reese, 1975).....	72
Şekil 2.27. Birleştirilmiş Metod için p-y Eğrileri (Sullivan et al,1980).....	76
Şekil 2.28. Su Altındaki Sert Killer için Önerilen Yeni p-y Kriteri (Dunnivant & O'Neill,1989).....	84
Şekil 2.29. Presyometre Deneyinden Zemin Reaksiyonu Değerlerinin Elde Edilmesi (Baguelin et al, 1978).....	88
Şekil 3.1. Presyometre Eğrisi.....	105
Şekil 3.2. RÖlatif Rijitliğin Fonksiyonu Olarak Kritik Derinliğin Değişimi (Briaud et al, 1984).....	111
Şekil 3.3. Azaltma Faktörünün Kritik Derinlik Boyunca Değişimi (Briaud et al, 1984).....	113

Şekil 3.4.	Çeşitli n Değerleri için Zemin Direncinin Derinlikle Değişimi (Sogge, 1984).....	122
Şekil 3.5.	Yatak Katsayısı Sabiti Değerleri (NAVFAC DM.7.02, 1986).....	124
Şekil 4.1.	Yeni Galata Köprüsü Kazık Yerleşim Planı ve Kesiti.....	130
Şekil 4.2.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı.....	133
Şekil 4.3.	Eminönü Kenar Ayağında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin indeks Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi.....	134
Şekil 4.4.	Kenar Ayaklarda ve Deniz Kazıklarında Yatay Yükleme Test Sistemi.....	140
Şekil 4.5.	Kazık Başları Yatay Hareketlerini Ölçme Metodları.....	142
Şekil 4.6.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklarda Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonucunda Kazık Başlarındaki Eğim Değişimlerinin (Dönmelerin) Hesabı.....	143
Şekil 4.7.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar Yük-Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrisi....	147
Şekil 4.8.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar Yük-Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrisi....	149
Şekil 4.9.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar Yük-Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrisi.....	150
Şekil 4.10.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar Yük-Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrisi.....	152
Şekil 5.1.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi.....	158
Şekil 5.2.	Siltli Kil Tabakasındaki Zemin Elastisite Modülü E_s in Derinlikle Değişimi (Ansal 1986)..	160
Şekil 5.3.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 - 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi.....	163

- Şekil 5.4. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi.....170
- Şekil 5.5. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi.....175
- Şekil 5.6. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1-7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , p_L ve p_f Değerlerinin Derinlikle Değişimi..180
- Şekil 5.7. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimleri ve p-y Eğrileri.....182
- Şekil 5.8. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , p_L ve p_f Değerlerinin Derinlikle Değişimi...184
- Şekil 5.9. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri.....186
- Şekil 5.10. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , p_L ve p_f Değerlerinin Derinlikle Değişimi..188
- Şekil 5.11. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri.189
- Şekil 5.12. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , p_L ve p_f Değerlerinin Derinlikle Değişimi.....191
- Şekil 5.13. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri.193

- Şekil 5.14. Siltli Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti (c_u) nun Derinlikle Değişimi.....195
- Şekil 5.15. Siltli Kil Tabakasında Laboratuvar Direkt Kesme Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti (c_u) nin Derinlikle Değişimi (Ansal,1986).....196
- Şekil 6.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s=650$ N Bağıntısı ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....210
- Şekil 6.2. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....213
- Şekil 6.3. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Arazi Veyn Deneylerin den Elde Edilen c_u Değerleri ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....216
- Şekil 6.4. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Laboratuvar Direkt Basit Kesme Deneylerinden Elde Edilen c_u Değerleri ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....217
- Şekil 6.5. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyinden Elde Edilen Parametreler Yardımıyla Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....220
- Şekil 6.6. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s=650$ N Bağıntısı ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....224

- Şekil 6.7. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4. Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Siltli Kumda $E_s=250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....227
- Şekil 6.8. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Siltli Kumda $E_s=250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneyinden Elde Edilen c_u Değişimi (Davisson) ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....232
- Şekil 6.9. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Siltli Kumda $E_s=250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneyinden Elde Edilen c_u Değişimi (Robinson) ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....233
- Şekil 6.10. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Siltli Kumda $E_s=625 N$ Alttaki Kil Tabakasında Ansal (1986)da Verilen E_s Değişimi ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....237
- Şekil 6.11. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Yardımıyla Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....240
- Şekil 6.12. Karaköy Kenar Ayağında 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s=650 N$ Bağıntısı ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....244

- Şekil 6.13. Karaköy Kenar Ayağında 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Dolguda $E_s=700$ N; Alttaki Kumtaşı Tabakasında $E_s=550$ N ve Kilde Ansal(1986) da Verilen E_s Değişimi ile Çeşitli Yatakkatsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....247
- Şekil 6.14. Karaköy Kenar Ayağında 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyleri Yardımıyla Elde Edilen Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....250
- Şekil 6.15. Eminönü Kenar Ayağında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s= 650$ N Bağıntısı ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....253
- Şekil 6.16. Eminönü Kenar Ayağında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Dolguda $E_s= 400$ N; Alttaki Kil Tabakasında Ansal(1986) da Verilen E_s Değişimi ile Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....257
- Şekil 6.17. Eminönü Kenar Ayağında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyleri Yardımıyla Elde Edilen Çeşitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması.....260
- Şekil 6.18. LUSAS Programındaki Lineer Olmayan Standart Düğüm Elemanının (JPH3) Kuvvet-Yerdeğiştirme Modeli.....263
- Şekil 6.19. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük-Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi.266
- Şekil 6.20. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük-Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi.269
- Şekil 6.21. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük-Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi.....272

Şekil 6.22.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük-Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi.....	276
Şekil 7.1.	Dört Bölgede $E_s = 650$ N Bağıntısı ile Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Değişimi Kullanılarak Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması....	278
Şekil 7.2.	Dört Bölgede Zemin Elastisite Modülünden Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatak Katsayılarından Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması.....	280
Şekil 7.3.	Dört Bölgede Presyometre Deneylerinden Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatak Katsayılarından Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması.....	281
Şekil 7.4.	Dört Bölgede SPT ve Presyometre Deneyleri Sonucundan Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması.....	283
Şekil 7.5.	Karaköy Yaklaşım Açıklığında Çeşitli Deneylerden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimleri Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması....	284
Şekil A.1.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı.....	304
Şekil A.2.	Eminönü Yaklaşım Açıklığında 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin indeks Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi.....	305
Şekil A.3.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı.....	306
Şekil A.4.	Karaköy Kenar Ayağında 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Dane Boyutu Değişimi.....	307

Şekil A.5.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı.....	308
Şekil A.6.	Karaköy Yaklaşım Açıklığında 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin indeks Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi.....	309
Şekil B.1.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	311
Şekil B.2.	Eminönü Kenar Ayağı 0.9 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	312
Şekil B.3.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	313
Şekil B.4.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.4 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	314
Şekil B.5.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	315
Şekil B.6.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.9 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	316
Şekil B.7.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	317
Şekil B.8.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.2 Nolu Kazık, Ortak Zaman Bazlı Yük ve Kazıkbaşı Yatay Hareket Eğrileri.....	318

TABLOLARIN LİSTESİ

Tablo 2.1.	Temsili ϵ_{50} Değerleri.....	62
Tablo 2.2.	Sert Killer için Tavsiye Edilen k Değerleri (Reese, Cox, Koop, 1975).....	67
Tablo 2.3.	Su Altındaki Sert Killer için ϵ_{50} Değerleri (Reese, Cox, Koop, 1975).....	68
Tablo 2.4	Birleştirilmiş Kriteriya için Eğri Parametreleri.....	77
Tablo 2.5.	Birleştirilmiş Kriter için Önerilen Temsili k Değerleri (Sullivan et al, 1980).....	79
Tablo 2.6.	Birleştirilmiş Kriter için Önerilen Temsili ϵ_{50} Değerleri (Sullivan et al, 1980).....	80
Tablo 3.1.	Çeşitli Deney Metodları ile Gerilme-Şekil Değiştirme Modülü (E_s) için Önerilen ifadeler (Bowles, 1989).....	93
Tablo 3.2.	Çeşitli Zeminlerde Gerilme-Şekil Değiştirme Modülü (E_s) için Verilen Tipik Değişim Aralıkları (Bowles, 1989).....	94
Tablo 3.3.	Çeşitli Zeminler için Poisson, μ , Değişim Aralığı (Bowles, 1989).....	96
Tablo 3.4.	Çeşitli Zemin Türleri için Yatay Yatak Katsayısı Değişim Aralıkları (Bowles, 1989).....	101
Tablo 3.5.	Çeşitli Zemin Türleri için , Deformasyon Modülü (E_m) ve Sınır Basıncı (p_L) Değerlerinin Genel Değişim Aralıkları (Menard, 1957).....	105
Tablo 3.6.	Temeller için Şekil Katsayıları λ_d, λ_c	107
Tablo 3.7.	Çeşitli Zeminler için Yapı Katsayısı, α	108
Tablo 3.8.	Çeşitli Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı Değişim Aralıkları (Zurabov & Bugayeva, 1949)...	115
Tablo 3.9.	Kumlu Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı Sabiti n_h , (Terzaghi, 1955).....	116

Tablo 3.10.	Aşırı Konsolide Killeri için, k_1 , Değerleri (Terzaghi, 1955).....	117
Tablo 3.11.	Su Altındaki Kumlarda Yatay Yatak Katsayısı Sabit Değerleri, n_h , (Reese et al, 1974).....	118
Tablo 3.12.	Yatay Yatak Katsayısı Sabiti, n_h , (Robinson, 1979).....	119
Tablo 3.13.	Daneli Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı Sabitleri n_h , (Johnson & Kavanagh, 1968).....	120
Tablo 3.14.	Daneli Zeminler için Yatay Yatak Katsayısı Değerleri, k_h , (Soletanche, 1982).....	120
Tablo 3.15.	Tipik k_{max} Değerleri, (Sogge, 1984).....	121
Tablo 4.1.	Yatay Yükleme Deneyi Yapılan Kazıklar ve Uygulanan Test Yükleri.....	129
Tablo 4.2.	Kenar Ayaklardaki Standart Yükleme Programı....	145
Tablo 4.3.	Yaklaşım Açıklıklarındaki Standart Yükleme Programı.....	146
Tablo 4.4.	Yeni Galata Köprüsü Kazıklarında Yapılan Yatay Yükleme Deneyleri Sonuçları.....	154
Tablo 5.1.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....	159
Tablo 5.2.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Kil Tabakasında Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....	162
Tablo 5.3.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....	165
Tablo 5.4.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için -26.00 ile -37.00 m. Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Siltli Kum için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden [$E_s=250$ (N+15)] Alt	

Kısımdaki Kil Tabakası için ise Ansal (1986) da Verilen Zemin Elastisite Modülü Değişiminden Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....166

Tablo 5.5. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için -26.00 ile -37.00 m. Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Siltli Kum için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=625$ N) ; Alt Kısımdaki Kil Tabakası için ise Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....168

Tablo 5.6. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....171

Tablo 5.7. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için +1.00 ile -32.00 m. Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Dolgu ve Altındaki Kumtaşı Tabakaları için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=700$ N Dolgu ve $E_s=550$ N Kumtaşı) ; Aradaki Kil Tabakası için ise Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....174

Tablo 5.8. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....176

Tablo 5.9. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için -6.80 m. ile -42.80 m. Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Dolgu Tabakası için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=400$ N); Altındaki Kil Tabakası için ise Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....178

Tablo 5.10. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Kil Tabakasında Arazi ve Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti cü Değişiminden Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....198

- Tablo 5.11. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için -26.0 ile -37.0 m. Kotları Arasında Yer Alan Siltli Kum için SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=250(N+15)$) Alt Kısımdaki Kil Tabakası için ise Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen C_u Değişiminden Yararlanılarak Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3).....200
- Tablo 6.1. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Tüm Tabakalarda $E_s=650$ N Bağıntısıyla Elde Edilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max.Test Yüğü (220 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....209
- Tablo 6.2. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (220 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyon-ları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....212
- Tablo 6.3. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için, Arazi ve Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti C_u Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max. Test Yüğü (220 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....215
- Tablo 6.4. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde Max. Test Yüğü (220 kN) için Hesaplanan Kazık-başı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....219
- Tablo 6.5. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Tüm Tabakalarda $E_s=650$ N Bağıntısıyla Elde Edilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max.Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....223

- Tablo 6.6. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....226
- Tablo 6.7. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen C_u Değişimi (Davisson) Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....230
- Tablo 6.8. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$; Alttaki Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen C_u Değişimi (Robinson) Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....231
- Tablo 6.9. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Üstteki Siltli Kumda $E_s = 625 N$; Alttaki Kil Tabakasında Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....236
- Tablo 6.10. Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde Max. Test Yüğü (250 kN) için Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....239
- Tablo 6.11. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için Tüm Tabakalarda $E_s = 650 N$ Bağıntısıyla Elde Edilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max. Test Yüğü (750 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....243

- Tablo 6.12. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için Üstteki Dolguda $E_s=700$ N; Altındaki Kumtaşıda $E_s=550$ N Korelasyonları ve Kilde Ansal(1986) da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde Max.Test Yüğü (750 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları , En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....246
- Tablo 6.13. Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max. Test Yüğü (750 kN) için Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....249
- Tablo 6.14. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için Tüm Tabakalarda $E_s=650$ N Bağıntısıyla Elde Edilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (750 kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....252
- Tablo 6.15. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için Üstteki Dolguda $E_s=400$ N Korelasyonu; Altındaki Kil Tabakasinda Ansal (1986) da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max. Test Yüğü (750kN) için Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları , En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....255
- Tablo 6.16. Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde; Max. Test Yüğü (1000 kN) için Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları: En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....259
- Tablo 6.17. Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 Nolu Kazıklar için Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yüğü Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....265

Tablo 6.18.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklar için Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....	268
Tablo 6.19.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 Nolu Kazıklar için Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....	271
Tablo 6.20.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar için Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri.....	275
Tablo C.1.	Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No'lu Kazıklar Üzerinde Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları.....	320
Tablo C.2.	Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No'lu Kazıklar Üzerinde Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları.....	321
Tablo C.3.	Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 No'lu Kazıklar Üzerinde Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları.....	322
Tablo C.4.	Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 No'lu Kazıklar Üzerinde Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları.....	323

ÖZET

Kazıkların yatay yükler altındaki davranışlarının analizi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Yatak katsayısı metodu, kazıkların yatay yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır. Zemine aktarılan basınçların elastik sınırlar içinde kaldığı durumlarda, lineer-elastik yatak katsayısı değerlerine ihtiyaç duyulur. Elastik sınırlar dışında, zeminin lineer olmayan davranışı ise, birbirinden bağımsız olan zemin yaylarının p-y eğrileri ile temsil edilmesi yoluyla modellenenebilir. Yatak katsayısının elde edilebilmesi için, çeşitli araştırmacılar tarafından, birçok arazi ve laboratuvar teknikleri kullanılarak kolayca elde edilebilen zemin parametrelerine bağlı ampirik ve yarı ampirik bağıntılar önerilmiştir.

Bu çalışmada, lineer-elastik yatay yatak katsayıları ile p-y eğrilerinin belirlenmesi amacı ile önerilen yöntemler anlatılmıştır. Yapılan araştırmalar, yatay yatak katsayısının, esas olarak, zeminin şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerine bağlı olduğunu göstermekle birlikte kazık inşaa yöntemi, kazık yer değiştirmesinin büyüklüğü efektif düşey gerilme, zeminin rölatif sıkılığı ve kıvamı ile kazık boyutları ve eğilme rijitliği gibi çeşitli özelliklerden de etkilendiğini göstermiştir.

Ayrıca, İstanbul Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında imal edilen $\varnothing$ 2000 mm çapında, 20 mm et kalınlığında ve maksimum 80 mt. boyundaki çelik boru kazıkların çakımı, köprü eksenı boyunca çıkarılan zemin profili ve kazıklar üzerinde yapılan yatay yükleme deneyleri anlatılmıştır. Yatay yatak katsayısı belirleme yöntemlerinden bazıları Karaköy ve Eminönü Bölgelerinde üzerinde yatay yükleme deneyleri yapılmış kazıklarda uygulanmış ve sayısal çözümleme sonuçları ile deney sonuçları karşılaştırılmıştır.

Yapılan istatistiksel değerlendirme sonucunda, kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti, c_u değerleri kohezyonsuz daneli zeminlerde SPT (N) darbe sayılarından elde edilen zemin elastisite modülü, E_s değerleri ile her iki zemin türü içinde presyometre deneylerinden elde edilen E_m , p_l ve p_r parametreleri kullanılarak yapılan çözümlemeler sonucunda belirlenen kazık başı fleksibilitelerinin deney sonuçlarıyla uyum içinde olduğu görülmüştür. Hesaplanan en büyük momentler ile bunların derinliklerinin ise kazık başı fleksibilitelerine kıyasla birbirlerine çok daha yakındır. Ayrıca, tersten hesap yapılarak yatay yatak katsayısının zemin elastisite modülü E_s , drenajsız kayma mukavemeti c_u ve presyometre modülü E_m değerlerine bağlı olarak elde edilmesinde kullanılmak üzere çeşitli bağıntılar önerilmiştir.

DETERMINING THE BEHAVIOR OF LARGE DIAMETER PILES SUBJECTED TO LATERAL LOADS

SUMMARY

With urban growth and congested sites, the use of large diameter vertical piles to carry lateral loads has become more common. This type of piles are being widely used in offshore platforms, dolphins, jetties and at the foundations of the bridge abutments.

There are a few general approaches that are available for the analysis of single piles subjected to lateral loads. In the Winkler or subgrade reaction approach of studying the lateral resistance of piles, the soil pressure (p) is related to the lateral deflection (y) through the modulus of subgrade reaction (k_h);

$$p = k_h \cdot y$$

The modulus of subgrade reaction has units of force/(length)². If (k_h) is multiplied by the length and diameter of a given pile segment, the equivalent spring stiffness is obtained.

In this approach, the pile is considered to be supported by an array of uncoupled springs. These springs can be taken to be linear elastic, but more correctly they are taken to be nonlinear. The non-linear behaviour of the soil springs is represented by p - y curves which relate soil reaction and pile deflection at points along the pile length. Finite-element or finite-difference techniques can then be used to determine the response of the pile and spring system to applied loads.

Using the beam on elastic foundation approach, basic equations have been developed for different variations of modulus of subgrade reaction (k_h). The governing equation is

$$EI (d^4 y / dz^4) = - k_h \cdot y$$

where ;

y = Pile deflection

E = Young's modulus of pile,

I = Moment of inertia of a pile cross-section

z = Depth from surface

Non dimensional coefficients have been given by several investigators for the solution of the laterally loaded pile problem to obtain deflection, moment, shear and so forth along the pile length.

In problems dealing with lateral resistance of soil against piles, one needs to have a knowledge of the horizontal subgrade reaction modulus. There are several empirical and semiempirical relationships as well as charts and tables available for estimating the horizontal subgrade modulus. In addition, a variety of field and laboratory techniques have been used to determine the horizontal subgrade modulus, among which are standart penetration test, pressuremeter test, cone penetration test, plate load test, consolidation test, unconfined compression test and triaxial compression test.

The most general form for either a horizontal or vertical modulus of subgrade reaction is,

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

where;

A_s = constant for either horizontal or vertical members

B_s = coefficient for depth

z = depth below ground

n = exponent to give (k_s) the best fit

The relationship between pressure and deflection at any point along a pile is nonlinear. A number of approaches have been developed to account for nonlinear behaviour. The most general approach to account for nonlinear soil behaviour is the p-y approach developed by Reese and his colleagues. Most of the existing methods for obtaining p-y curves are highly empirical. The p-y curves are dependent on pile geometry, soil properties and depth below ground surface. The p-y curves can be developed from results of pressuremeter tests, undrained strength data and results of the field load tests. The pressuremeter offers an almost ideal in-situ modelling tool for determining directly the p-y curves for a pile. As the pressuremeter can either be driven or self-bored in to the soil, the results can be used to model either a displacement or a non-displacement pile.

Even though the value assigned to the horizontal subgrade modulus plays a significant role in the computations of soil resistance of laterally loaded piles, a rather wide range of values is available in literature depending upon the equation, chart or table used to obtain the modulus. The accuracy of elaborate methods of analysis for lateral load carrying capacity is often controlled by the accuracy of the modulus value used in the computations. In selecting a procedure to obtain the modulus for lateral pile capacity computations, the engineer must strike a balance between accuracy and simplicity. One of the simplest methods of computing the modulus is by means of empirical and semiempirical relationships, which relate the modulus to other known or easily obtainable soil properties.

In this study, the available empirical and semiempirical relationships as well as tables and charts for predicting the coefficient of horizontal subgrade reaction are reviewed. The coefficient of horizontal subgrade reaction is influenced by many factors among which are the magnitude of pile deflection, the effective overburden pressure, the relative density of soil, ground water condition, nature of applied load (static and dynamic) and the properties and shape of the pile section.

In the fourth chapter of this study, information about the piles, soil conditions and the lateral load tests of the New Galata Bridge are explained.

The piles of the New Galata Bridge were spirally welded steel pipe piles of St.52.3. The pile diameter was 2000 mm and the wall thickness was 20 mm. Due to the soil conditions some of the piles were driven while others were driven and bored. Due to the absence of a gravel layer on Karaköy side, the abutment and the piles on the first two axes on this side were driven open ended to the rock layer. The rock layer was bored to minimum 1,5 times of the pile diameter and a bottom plug was formed. All other piles were closed ended and driven to the refusal in the gravel layer.

In the area of the bridge crossing the shores are completely covered by thick layers of man-made fill. The thickness of the fill is more than 40 m. along the Eminönü shore, and more than 30 m. along the Karaköy shore. The thickness of the fill decreases with increasing distance from the shoreline. The borings which were carried out along the bridge axis indicated that the man-made fill is underlain by sedimentary alluvium layer consisting of sand, silt and clay in varying proportions. In general the alluvium is described as graydark gray fat organic silty clay of marine origin. It is maximum thickness along the bridge axis is about 35 m. At Eminönü

side, the alluvium is underlain by a few meters of weathered shale. Towards the Karaköy side the alluvium is underlain by cobbly gravel. The sandstone bedrock underlies the whole area of the bridge crossing.

Four lateral load tests were performed by means of hydraulic jacking system apart pairs of piles at specified locations. The distance between the axis of the pairs of piles were 10 m. in sea section and 6.30 m. in abutments. Increments of loading were applied in two cycles as required by the specification. The load applied was controlled by two calibrated manometers. Lateral pile head movements were measured using independent beams with pointers to scales attached laterally to each pile head. At the end of this part, the results of lateral load tests according to the given loading program are summarized.

In the fifth chapter, linear-elastic horizontal subgrade reaction variations along the laterally loaded test piles length at the Karaköy Approach Spans (Piles No: 7'.1 and 7'.2); Eminönü Approach Spans (Piles No:4.3 and 4.4); Karaköy Abutment (Piles No: 0'.8 and 0'.9) and Eminönü Abutment (Piles No:0.8 and 0.9) are calculated from empirical and semi-empirical equations which are proposed from elastic modulus of the soil, E_s by Glick (1948), Terzaghi (1955) Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977) Pyke & Beikae (1984) and Bowles (1989); from undrained shear strength of the soil, c_u by Davisson (1970) and Robinson (1979) and from pressuremeter test parameters E_m , p_L , p_F by Menard (1962), Chen (1978), Baguelin et al (1978) and Briaud et al (1984). The variation of the horizontal subgrade reaction with depth is taken linear and standart penetration test (SPT), field veyn test, pressuremeter test (PMT) odometer test and direct simple shear test results are used in calculations. Non-linear p-y curves based on field pressuremeter tests are calculated by using semi-empirical equations proposed by Baguelin(1978).

In the sixth chapter, the pile head deflections which are measured by lateral load test at Karaköy Approach Span Karaköy Abutment, Eminönü Approach Span and Eminönü Abutment are compared with the values computed using various linear-elastic horizontal subgrade reaction variations along the test pile length. SAP 90 computer program is used to predict behaviour of the pile under the test conditions. Furthermore non-linear behaviour of the pile-soil system is solved by LUSAS computer program and the results are summarized.

In the seventh chapter, the results obtained from the various horizontal subgrade reaction variations with dept are evaluated by using statistical analysis STATGRAPHICS computer program is used for this aim.

Finally, the conclusions deduced are summarized in chapter eight. It is found that the pressuremeter test is very suitable for use in calculating horizontal subgrade reaction variations with depth and establishing p-y curves for laterally loaded piles. In cohesive soils, undrained shear strength parameters, c_u which have been obtained, from field and laboratory tests and in granular soils, standart penetration tests values give better results and computed pile head deflections are in a harmony with the test results. Maximum moments and their depths are closer to each other than the pile deflections.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Hızlı şehirleşme ile birlikte, yüksek binaların ve ağır sanayi yapılarının çoğalması, büyük yatay yük taşıyan düşey kazıkların kullanımını yaygınlaştırmıştır. Ayrıca açık deniz platformları , dolfenler , iskeleler gibi kazıklı deniz yapıları ile köprü ayaklarının temellerinde de büyük yatay yükler taşıyan düşey kazıklar kullanılmaktadır. Bu tür yapılara karşı zeminin gösterdiği yatay direncin belirlenmesi için yatay yatak katsayısının bilinmesi gereklidir. Yatay yatak katsayısının belirlenmesinde standart penetrasyon deneyi , presyometre deneyi , plaka yükleme deneyi , konsolidasyon deneyi, tek eksenli basınç deneyi ve üç eksenli basınç deneyi gibi birçok arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen parametrelere bağlı olarak önerilen çeşitli ampirik ve yarı ampirik bağıntılar ile birçok tablo ve abaklar kullanılmaktadır.

Hesaplarda yatay yatak katsayısının rolü çok önemli olmasına rağmen, çeşitli kaynaklarda verilen tablo, abak ve bağıntılardan elde edilen değerler geniş bir aralıkta olabilmektedir. Yatay yükler etkisindeki kazıkların analizinde sonuçların doğruluğunu kullanılan sayısal çözümleme yöntemlerinden çok, seçilen yatak katsayısının

doğruluğu belirlemektedir. Bu nedenle hesaplarda kullanılacak yatay yatak katsayısını belirleme yönteminin seçiminde çok dikkatli olunmalıdır.

Bu çalışmanın 2.Bölümünde yatay yükler etkisindeki kazıkların davranışlarının analizinde kullanılan çeşitli yöntemlerden bahsedilmiştir. Ayrıca, yatak katsayısı kavramı üzerinde durularak, yatay yatak katsayısının kullanıldığı çözüm yöntemleri ayrıntılı olarak incelenmiştir. Yine bu bölümde, zeminin elasto plastik davranışını dikkate alan p-y yöntemi incelenerek, çeşitli zeminler için önerilen p-y kriterleri verilmiştir.

3.Bölümde,yatay yatak katsayısının zemin elastisite modülünden, zemin taşıma gücü bağıntılarından ve presyometre deneyi sonuçlarından yararlanılarak belirlenmesi amacıyla çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemler anlatılmıştır. Ayrıca dinamik ve tekrarlı yükler ile kazık gruplarının yatay yatak katsayısı üzerindeki etkilerinden söz edilmiştir.

4.Bölümde,istanbul Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında çakılan kazıklar ve yapılan yatay yükleme deneyleri ile ilgili bilgiler verilmiştir.Ayrıca köprü eksenı boyunca yapılan sondajlar neticesinde çıkarılan zemin profili ile çeşitli laboratuvar ve arazi deneyleri sonucunda elde edilen zemin özellikleri anlatılmıştır. Bu bölümün sonunda, verilen yükleme programına uygun olarak yapılan yatay yükleme deney sonuçları özetlenmiştir.

5.Bölümde, 3.Bölümde anlatılan yatay yatak katsayısı belirleme yöntemlerinden bazılarının Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında, üzerinde yatay yükleme deneyleri yapılan Karaköy Yaklaşım Açıklığındaki 7'.1 ve 7'.2 nolu; Eminönü Yaklaşım Açıklığındaki 4.3 ve 4.4 nolu; Karaköy Kenar Ayağındaki 0'.8 ve 0'.9 nolu ve Eminönü Kenar Ayağındaki 0.8 ve 0.9 nolu kazıklar üzerindeki uygulaması anlatılmıştır. Bu amaçla, köprü eksenini boyunca yapılan standart penetrasyon deneyi (SPT), presyometre deneyi (PMT), arazi ve yeri deneyleri ile laboratuvarında yapılan odometre ve direkt basit kesme deneylerinin sonuçlarından yararlanılarak çeşitli yöntemlerle elde edilen yatay yatak katsayılarının derinlikle değişimleri belirlenmiş ve yatay yatak katsayısı denklemleri tablolar halinde verilmiştir. Bu bölümde ayrıca, zeminin lineer olmayan davranışının modellenmesinde kullanılan p-y eğrileri, presyometre deneyleri sonucunda elde edilen parametreler yardımıyla yatay yükleme deneyi yapılan dört bölgedeki test kazıkları boyunca yer alan her tabaka için ayrı ayrı teşkil edilmiştir.

6.Bölümde, yatay yükleme deneyleri yapılan dört bölgede, çeşitli yöntemlerle kazık boyunca elde edilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak SAP 90 sonlu elemanlar programı yardımıyla kazıkların yatay yükler altındaki davranışları analiz edilmiştir. Bu analiz sonucunda elde edilen değerler, bu bölgelerde yapılan kazık yükleme deneyleri sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Tablo ve şekiller halinde verilen bu karşılaştırmalar sonucunda çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerin

değerlendirilmesi yapılmıştır. Ayrıca tersten hesap yapılarak deney sonuçlarıyla uyum sağlayacak şekilde yatay yatak katsayılarının çeşitli zemin parametrelerine bağlı olarak belirlenmesi amacı ile elde edilen bağıntılar verilmiştir. Bu bölümde son olarak, presyometre deneylerinden elde edilen p-y eğrileriyle, lineer olmayan kazık-zemin etkileşim problemi LUSAS bilgisayar programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüş ve sonuçlar tablo ve şekiller halinde sunulmuştur.

7.Bölümde dört bölgede çeşitli yöntemlerle elde edilen yatay yatak katsayısının derinlikle değişimleri kullanılarak yapılan analizlerden hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata olasılıkları STATGRAPHICS bilgisayar programı kullanılarak istatistiksel değerlendirme yapılmıştır.

8. ve son Bölümde ise yapılan değerlendirmeler ışığında bu çalışma neticesinde elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

BÖLÜM 2

YATAY YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞLARININ ANALİZİNDE KULLANILAN ÇÖZÜM YÖNTEMLERİ

Kazıklı temeller üst yapıya etkiyen deprem, rüzgar, dalga kuvvetleri veya toprak basınçları nedeni ile çoğu zaman statik ve/veya tekrarlı (cyclic) yatay kuvvetler etkisi altındadır. Günümüzde yatay kuvvetler etkisindeki kazık problemleri yüksek ve ağır sanayi yapılarının çoğalması; açık denizlerde inşa edilen petrol platformları, endüstri ve savunma tesisleri ve liman yapıları nedeniyle oldukça önem kazanmıştır. Kazıkların düşey yükler altındaki tasarımı bilinen statik ve dinamik kazık formülleri yardımıyla yapılmakta olup (Tomlinson (1987), API RP.2A(1989), Poulos & Davis (1980), Bowles (1989)), yatay kuvvetler altındaki davranışları ise aşağıda açıklanan analiz yöntemleri ile incelenmektedir.

2.1 Yatak Katsayısı Yöntemi

2.1.1 Yatak Katsayısı Kavramı

Yatak katsayısı (k_s), yüzeysel ve derin temellerin hesabında

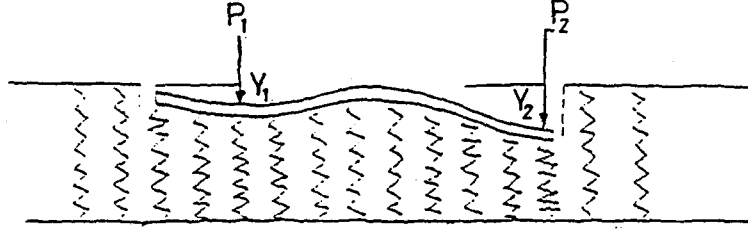
yapı-zemin karşılıklı etkileşiminin modellenmesi için yaygın olarak kullanılan, zemin reaksiyonu ile zemin yerdeğiştirmesi arasındaki kavramsal bir ilişkidir. Bu ilişki, zemine oturan bir kirişin herhangi bir noktasındaki gerilme (p) ile, aynı noktanın yer değiştirmesi, yani çökmesi (y), arasındaki oran olarak tanımlanır.

$$k_s = p/y \quad (2.1)$$

Bu tanımlama, kirişin herhangi bir noktasındaki çökmenin yalnızca o noktadaki gerilme etkisinden meydana geldiğini varsaymaktadır.

Yatak katsayısının kullanıldığı elastik teoriye dayanan çözüm yöntemlerinde, zeminin birbirine sonsuz yakınlıktaki bir seri bağımsız yay gibi davranacağı kabul edilir. Winkler (1867) hipotezi olarakta bilinen yatak katsayısı kavramında aşağıdaki iki ana varsayım yapılmıştır (Şekil 2.1).

- a) Temel basıncı (p) ile bunun karşılığı olan (y) çökmesi arasındaki oran temel basıncının şiddetinden bağımsızdır.
- b) Yatak katsayısı (k_s)'nin değeri (p) ortalama basıncı alan plaka altındaki her noktada aynıdır.



Şekil 2.1 Winkler Hipotezinde Kullanılan Model

Uygulamada hiçbir temel sonsuz esnek, ya da tam rijit değildir. Buna göre Hetenyi (1946) elastik temele oturan bir kirişin yatak katsayısıncı nasıl etkilendiğini incelemiştir.

Şekil 2.2 a da yüklü bir kirişin oturması gösterilmiştir. Kiriş kesidi üniform olup genişliği B 'dir. Temelin doğal yatak katsayısı k_s olduğundan üzerine yüklenen q_0 şiddetinde bir gerilmenin birim oturma oluşturması doğaldır. Benzer şekilde y oturması için kirişin belirli bir kesiminde temel reaksiyonu birim uzunluk için ;

$$p = B \cdot k_s \cdot y \quad (2.2)$$

olacaktır. Tarifi basitleştirmek için basınç birimli katsayıyı getirirsek ;

$$k'_s = k_s \cdot B \quad (2.3)$$

ve buradan da ;

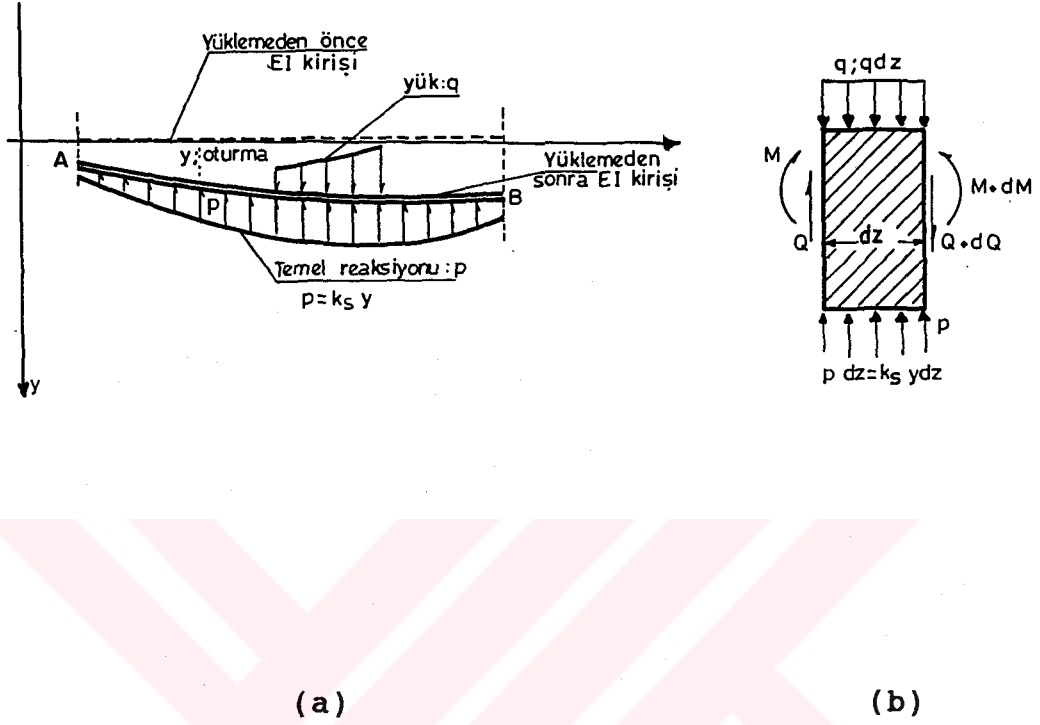
$$p = k'_s \cdot y \quad (2.4)$$

olacaktır. Burada k'_s zemin modülü olarak tanımlanmakla birlikte fiziksel bir zemin karakteristiği değildir. Şimdi Şekil 2.2b de gösterilen kiriş parçasında denge denklemini yazarsak ;

$$Q - (Q+dQ) + k'_s \cdot y \cdot dz - q \cdot dz = 0 \quad (2.5)$$

$$\frac{dQ}{dz} = k'_s \cdot y - q \quad (2.6)$$

olacaktır.



Şekil 2.2 Elastik Temele Oturan Kiriş

Buraya moment ifadesini getirerek ;

$$\frac{dQ}{dz} = \frac{d^2M}{dz^2} = k'_s \cdot y - q \quad (2.7)$$

aynı zamanda moment ;

$$-M = EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (2.8)$$

olduğundan yerine yerleştirerek ;

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = - \frac{d^2 M}{dz^2} = - k'_s . y + q \quad (2.9)$$

ifadesinde kirişin elastik eğri denklemi bulunmuş olur. Kirişin yüklenmemiş kesimlerinde q ifadesi bulunmamaktadır. Taraf değiştirir EI değişmezi ile bölersek ;

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{k'_s}{EI} y = 0 \quad (2.10)$$

veya

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = -k'_s . y = p \quad (2.11)$$

biçiminde bir diferansiyel denklem çıkacaktır.

Eksenel kuvvetler, (P_z) ile birlikte eğilme etkisindeki sistemlerin hesabında ise, 2.mertebe etkilerinin de gözönüne alındığı ;

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) + P_z \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right) + k_s . B . y = 0 \quad (2.12)$$

diferansiyel denkleminin çözümü kullanılır.

Bu bağıntılarda,

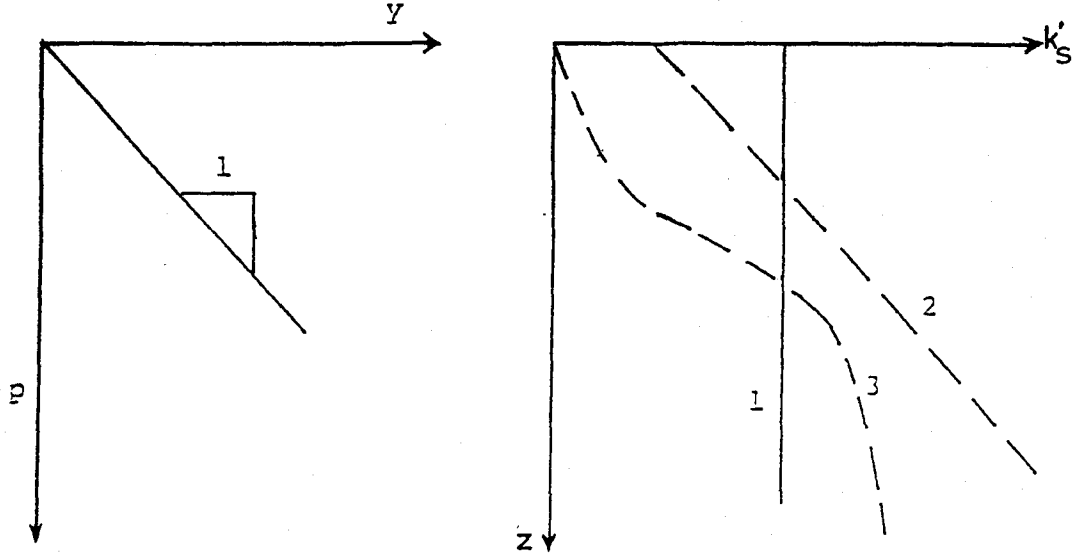
EI : kirişin eğilme rijitliği, P_z : eksenel kuvvet,

B : kiriş genişliğidir.

Bu diferansiyel denklemler, yatay yükler etkisindeki kazıkların davranışının belirlenmesinde de kullanılmaktadır. (2.11) eşitliği ile verilen differansiyel denklemin çözülebilirliği p zemin reaksiyonu için seçilen fonksiyona bağlıdır. Zemin reaksiyonu kazık özelliklerinin, zeminin gerilme-deformasyon bağıntısının, ele alınan noktadaki jeolojik yükün, zeminin birim hacim ağırlığının, kazığın yerdeğiştirmesinin, yükleme hızının, yükün tekrar sayısının, konsolidasyon yüzdesinin, vb. parametrelerin fonksiyonları olabilir.

Zemin reaksiyonuyla kazık yerdeğiştirmesi arasında Denklem (2.4) de verilen doğrusal bir bağıntı olması halinde, zemin modülünün derinlikle değişim durumuna göre (2.10) differansiyel denkleminin çözüm formları Şekil 2.3 de verilmiştir (Sağlam, 1977).

Şekil 2.3 de (1) doğrusuyla gösterildiği gibi zemin tam elastikse, yani k'_s derinlikle sabitse ve kazık sonsuz uzunlukta kabul edilirse differansiyel denklem kapalı formda çözülebilir.



Zemin Modülünün Derinlikle Değişimi	Zemin Reaksiyonu	Çözüm Formu
1-Derinlikle Sabit	$p = -k'_s \cdot y$	$y = e^{\lambda z} (C_1 \cos \lambda z + C_2 \sin \lambda z) + e^{-\lambda z} (C_3 \cos \lambda z + C_4 \sin \lambda z)$
2-Derinlikle Lineer Artıyor	$p = -(k'_{s0} + k'_s \cdot z) y$	$y = A \cdot y_1 + B \cdot y_2 + C \cdot y_3 + D \cdot y_4$ Bu eşitlikte örnek olarak $y_3 = z^2 / 2! - 3a / 7! \cdot z^7 + 3 \cdot 8 \cdot a^2 / 12! \cdot z^{12}$ $- 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot a^3 / 17! \cdot z^{17} + \dots$
3-Derinlikle Gelişigüzel Değişiyor	$p = -\phi(z) \cdot y$	$y_m = EI / k'_{sm} (t/L)^4 (y_{m+2} - 4y_{m+1} + 6y_m - 4y_{m-1} + y_{m-2})$

Şekil 2.3 Zemin Reaksiyonuyla Kazık Yerdeğiştirmesi Arasında Doğrusal Bir Bağlantı Olması Halinde Çözüm Yöntemleri (Sağlamcı (1977))

(2.10) denkleminde ifadeyi ;

$$r^4 = -k's/EI \quad (2.13)$$

şeklinde yazarsak kökler.

$$r_1 = \sqrt[4]{(k's/EI)} (1+i) = \lambda (1+i) \quad (2.14a)$$

$$r_2 = \lambda (-1+i) \quad (2.14b)$$

$$r_3 = -\lambda (1+i) \quad (2.14c)$$

$$r_4 = -\lambda (-1+i) \quad (2.14d)$$

şeklinde bulunacaktır. Burada yeni bir tarif dir. Rijitlik katsayısı olarak adlandırılacak bu ifade temel-zemin ; sisteminin elastik özelliklerini yansıtmaktadır.

$$\lambda = \sqrt[4]{(k's/EI)} \quad (2.15)$$

Differansiyel denklemin çözümü,

$$y = Ae^{\lambda(1+i)z} + Be^{\lambda(-1+i)z} + Ce^{-\lambda(1+i)z} +$$

$$De^{-\lambda(-1+i)z} \quad (2.16a)$$

$$y = Ae^{\lambda z} (\cos \lambda z + i \sin \lambda z) + Be^{-\lambda z} (\cos \lambda z + i \sin \lambda z) +$$

$$+ Ce^{-\lambda z} (\cos \lambda z - i \sin \lambda z) + De^{\lambda z} (\cos \lambda z - i \sin \lambda z) \quad (2.16b)$$

$$y = e^{\lambda z} [(A+D) \cos \lambda z + (A-D)i \sin \lambda z] + e^{-\lambda z} [(B+C) \cos \lambda z + (B-C)i \sin \lambda z] \quad (2.16c)$$

$$y = e^{\lambda z} [C1 \cos \lambda z + C2 \sin \lambda z] + e^{-\lambda z} [C3 \cos \lambda z + C4 \sin \lambda z] \quad (2.16d)$$

şeklinde olacaktır.

C1, C2, C3 ve C4 katsayıları kazık başındaki sınır şartlarından belirlenir (Timoshenko (1956)).

Eğer k'_s zemin modülünün (2) doğrusuyla gösterildiği gibi derinlikle lineer arttığı kabul edilirse birim kazık uzunluğuna etkiyen zemin reaksiyonu aşağıdaki eşitlikten hesaplanır.

$$p = -(k'_s + k'_s \cdot z) \cdot y \quad (2.17)$$

Bu duruma tekabül eden çözümler derinlik katsayısı olarak tanımlanan Z cinsinden seri açılımı formunda verilmiştir (Hetenyi, (1946)). Şekil 2.3 de verilen çözümde Z derinlik katsayısı ;

$$Z = z/T \quad (2.18)$$

$$T = (EI/n_h)^{1/5} \quad (2.19)$$

eşitliklerinden hesaplanır. Bu eşitliklerde z zemin yüzünden derinliği, EI kazığın eğilme rijitliğini, n yatay yatak katsayısı sabitini, T ise göreceli rijitlik faktörünü ifade etmektedir. Çözümdeki integral sabitleri kazık başındaki sınır şartlarından belirlenir.

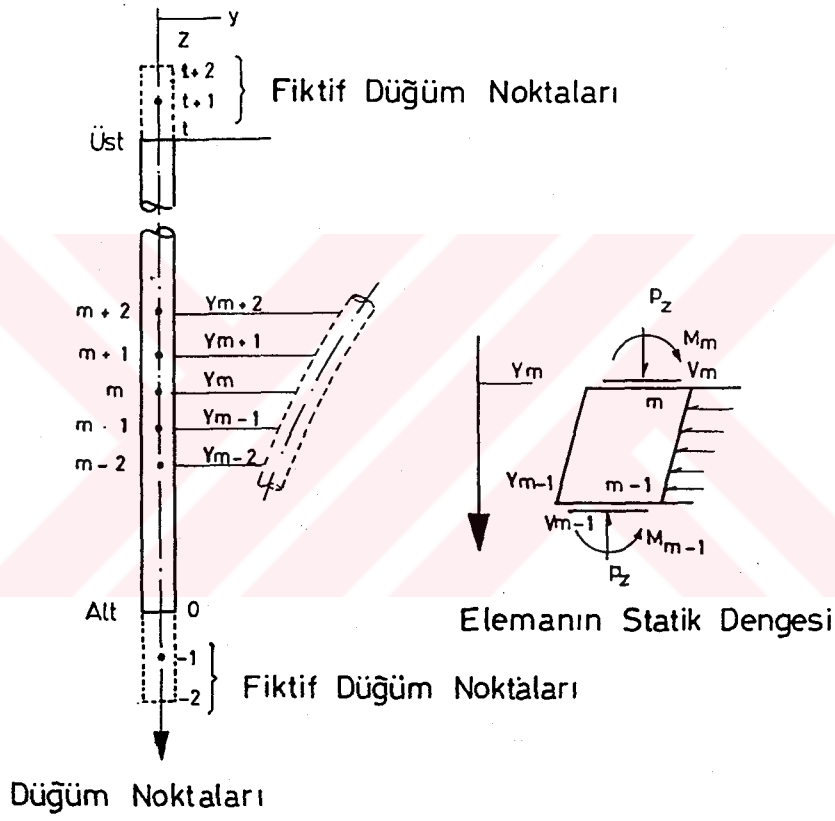
Zemin modülünün derinlikle değişimi Şekil 2.3 de (3) eğrisiyle verildiği gibi gelişigüzel ise, birim kazık boyuna etkiyen zemin reaksiyonu ;

$$p = -\phi(z) \cdot y \quad (2.20)$$

eşitliğinden hesaplanır. Bu durumda differansiyel denklemin çözümü sonlu farklar yöntemiyle yapılır (Palmer & Thompson (1948)). Elde edilen homojen denklem takımının çözümü için çok elverişli bir algoritma Gleser (1953) tarafından verilmiştir. Ayrıca Matlock & Ripperger (1956);(1957) ile Matlock & Reese (1960);(1961) yapmış oldukları çalışmalarda sonlu farklar yöntemini uygulayarak yatay yükler etkisindeki kazıkların davranışlarını ayrıntılı olarak incelemişlerdir.

Sonlu farklar metodu yatay yük etkisindeki kazıkların davranışlarının incelenmesinde ilk kullanılan sayısal yöntemlerden biridir.

Şekil 2.4 de sunulan "m" düğüm noktası için (2.12) nolu differansiyel denklemin sonlu farklar açılımı aşağıda verilen hesap yöntemi ile elde edilir (Durgunoğlu & Kulaç,1990).



Şekil 2.4 Sonlu Farklar Modellemesi

$$[d^2/dz^2 (R \cdot d^2 y/dz^2)] = [d^2 M/dz^2]_m = [(dM/dz)_{m-1/2} - (dM/dz)_{m+1/2}] / h \quad (2.21)$$

Bu bağıntı bir elemanın statik dengesinden elde edilmiş olup

M = Kesit momenti

h = Düşüm noktaları arası mesafe (eleman boyu)

R = EI (eğilme rijitliği)

olarak verilmektedir.

dM/dz ve $d^2 y/dz^2$ nin sonlu farklar açılımının (2.21) nolu bağıntıda yerlerine konulması sonucunda aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$[d^2 M/dz^2]_m = 1/h^4 [R_{m-1} \cdot y_{m-2} + (-2R_{m-1} - 2R_m) y_{m-1} + (R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1}) y_m + (-2R_m - 2R_{m+1}) y_{m+1} + R_{m+1} \cdot y_{m+2}] \quad (2.22)$$

Benzer şekilde ;

$$P_z \cdot d^2 y/dz^2 = P_z (y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1}) / h^2 \quad (2.23)$$

bağıntısı elde edilir. (2.22) ve (2.23) no'lu bağıntıların (2.21) nolu bağıntıda yerlerine konulması sonucunda (2.21) nolu differansiyel denklemin genel sonlu farklar açılımı elde edilir.

$$\begin{aligned}
& R_{m-1} \cdot y_{m-2} + (-2R_{m-1} - 2R_m + P_z \cdot h^2) \cdot y_{m-1} + (R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} \\
& - 2P_z \cdot h^2 + k'_s \cdot h^4) \cdot y_m + (-2R_m + 2R_{m+1} + P_z \cdot h^2) \cdot y_{m+1} + R_{m+1} \cdot y_{m+1} \\
& + R_{m+1} \cdot y_{m+2} = 0
\end{aligned} \tag{2.24}$$

2.24 nolu genel bağıntı Şekil 2.4 de gösterilen 0,1,2,...,t düğüm noktaları için yazılarak deplasman, y' 'e bağımlı $t+1$ adet denklem elde edilir. Ancak bu denklem takımının çözülebilmesi için kazık alt ve üst uçlarındaki sınır şartları hesaplara dahil edilerek $t+5$ adet denklem takımı bir matris şeklinde yazılır. Elde edilen matris Gauss yöntemi ile çözümlenerek 0 ila t düğüm noktalarındaki (Şekil 2.4) yatay deplasmanlar elde edilir.

Projelendirmede gereken diğer parametreler (M_m =moment ; V_m =kesme kuvveti ve p_m =zemin gerilmesi) ise " m " düğüm noktası için aşağıda verilen sonlu farklar açılımları ile elde edilir.

$$M_m = R_m (y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1}) / h^2 \tag{2.25}$$

$$\begin{aligned}
V_m = 1/2 \{ & R/h^3 \cdot y_{m-2} + (2R/h^3 + P_z/h) \cdot y_{m-1} + (2R/h^3 - \\
& - P_z/h) \cdot y_{m+1} - R/h^3 \cdot y_{m+2} \}
\end{aligned} \tag{2.26}$$

$$p_m = y_m \cdot k'_s / B \tag{2.27}$$

Son ve ara fark denklemlerinin aynı olmamasından sonlu

farklar yönteminin sayısal olarak programlanmasında bazı zorluklar ortaya çıkmaktadır. Aynı zamanda denklemler ucun serbest olup olmamasına veya dönmelerin engellenmiş olup olmamasına da bağlıdır. Diğer yandan kazık kesidinin sabit olmaması ve zemin tabakalanmaları veya diğer nedenlerden, değişken uzunlukların kullanımının gerekmesi yapılacak analizin sayısal programlanmasında ek zorluklar ortaya çıkarır.

Sınır durumlarının belirlenmesinin güçlüğü ve değişken basit genişlikleri kullanma mecburiyeti araştırmacıları yatay yüklü kazıkların boyutlandırılmasında sonlu elemanlar metodunu kullanmaya yönlendirmiştir (Bowles (1974)).

Bu yaklaşım da yanal yüklere maruz kazıklar elastik zemine oturan kirişler gibi düşünülüp ele alınmıştır. Çözümde sistemin rijitliği gözönünde tutularak toprak basınçları yanal yer değiştirmenin bir fonksiyonu olarak tanımlanmış ve hiperstatik sistemin çözümünde deplasman metodu kullanılmıştır. Çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilen bu metod, farklı zemin kesitleri ve değişik yükleme durumları için geçerli olabilmektedir (Çakıroğlu, (1974)).

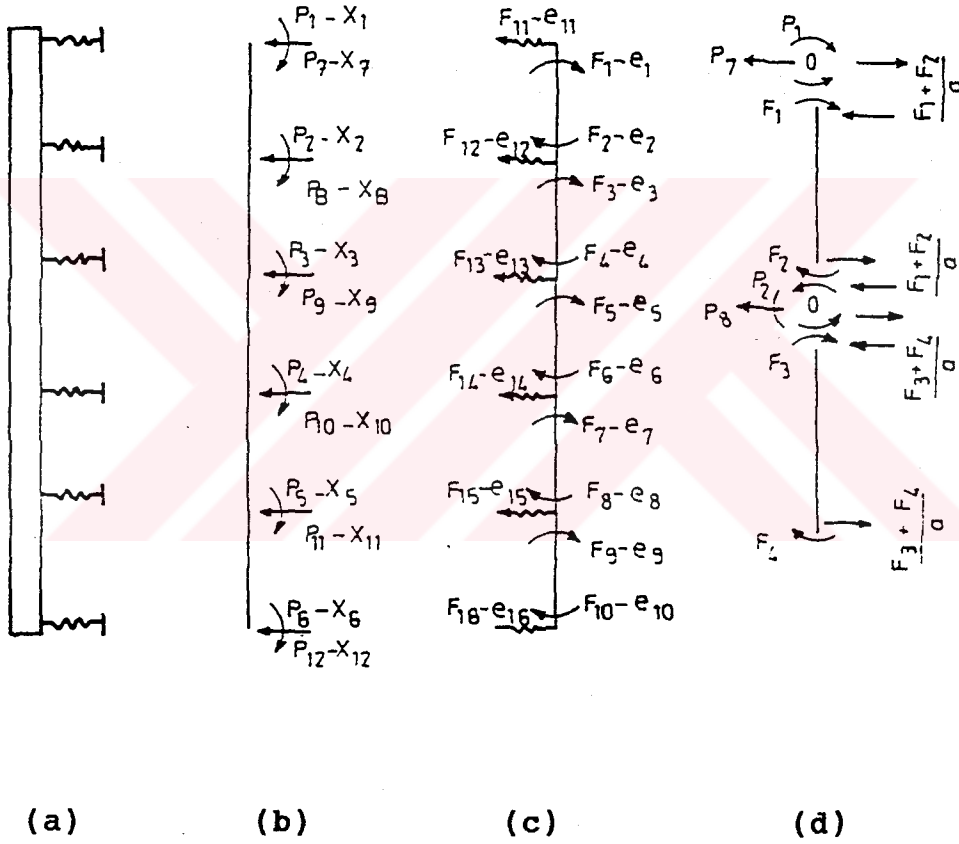
Bu çözümde kazık N parçaya ayrılır. Şekil 2.5'de $N=5$ seçilmiştir. Daha sonra kazığın her bir düğüm noktasında iç ve dış kuvvetler arasında $P_i = A_i \cdot F_i$ yazılabilir. Burada P_i dış kuvvetler, F_i ise iç kuvvetleri göstermektedir. iç ve dış kuvvetler arasındaki eşitlik A gibi bir dönüştürme değeri ile sağlanır. Bu eşitlik yapının tüm düğüm noktaları gözönüne

alınıp matris formunda yazılırsa ;

$$P=A.F$$

(2.28)

bağıntısı elde edilir.



Şekil 2.5 Yanal Yüklere Maruz Kazık: (a) Sistemin Yaylar Üzerinde Oturmuş Modeli; (b) Dış Yükler ve Bunlara Karşı Gelen Hareketler; (c) iç Kuvvet ve Deformasyonlar; (d) Düğüm Noktaları Dengesi.

Aynı şekilde herbir düğüm noktasında dönmeler, e_i , ile yerdeğiştirmeler, X_i arasında $e_i = B_i . X_i$ bağıntısı geçerlidir. Bu eşitlikte yapının tüm düğüm noktaları gözönüne alınarak matris formunda yazıldığında ;

$$e = B . X \quad (2.29)$$

eşitliği bulunur.

Burada B matrisinin A'nın transpozu olduğu (Wang, 1970) gösterilebilir. Bu iki eşitliğin birleştirilmesi ile ;

$$e = A^T . X \quad (2.30)$$

bağıntısı elde edilir.

Yine sistemin herbir düğüm noktasında iç kuvvetler ile deplasmanlar arasında $F_i = S_i . e_i$ bağıntısı kurulabilir. Bu eşitlik, yapının tüm düğüm noktaları gözönüne alındığında, aşağıdaki gibi yazılabilir ;

$$F = S . e \quad (2.31)$$

(2.31) nolu denklemde e yerine (2.30) eşitliği ile verilen ifade yazılırsa ;

$$F = S . A^T . X \quad (2.32)$$

bağıntısı elde edilir.

Bu denklem ile tanımlanan F , (2.28) nolu denklemdeki yerine konulduğunda ;

$$P = A.S.A^T.X \quad (2.33)$$

bağıntısı ve buradan da ;

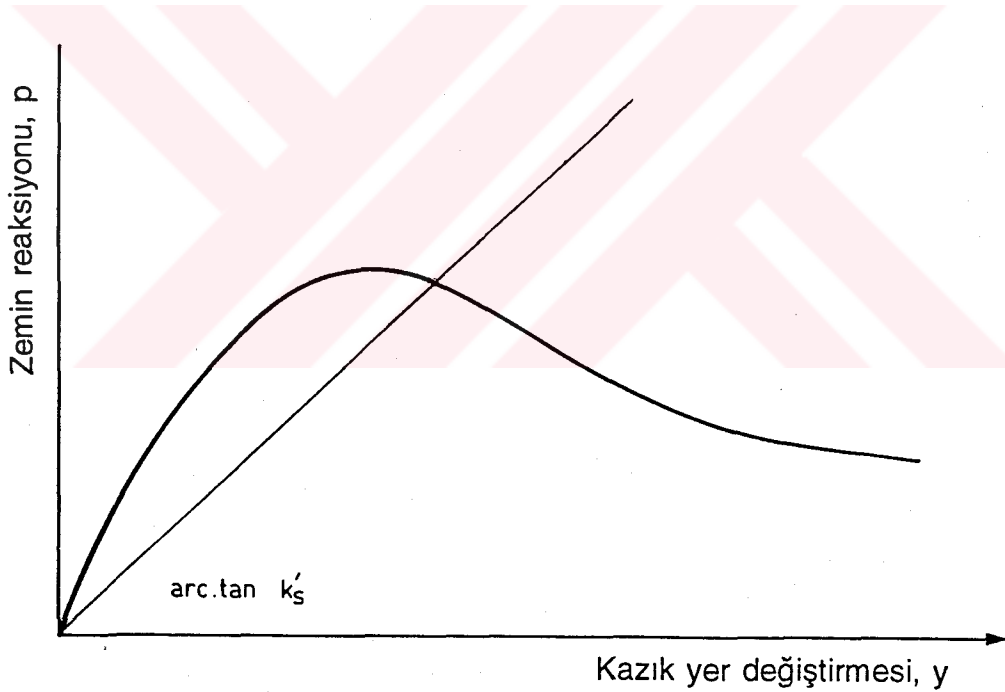
$$X = [A.S.A^T]^{-1}.P \quad (2.34)$$

eşitliği bulunur.

Bu eşitlikteki X değerleri (2.32) nolu denklemdeki yerine konulduğunda, istenen düğüm noktalarındaki iç kuvvetler hesaplanabilir.

Şekil 2.5'de giriş 5 parçaya ayrılmış ve herbir düğümdeki iç ve dış kuvvetler ile bunlara karşı dönme ve yerdeğiştirmeler gösterilmiştir. Bu örnek için P_1 'den P_6 'ya kadar olanlar düğümlere uygulanan dış momentleri, X_1 'den X_6 'ya kadar olanlar ise bunlara karşı gelen düğüm noktalarındaki dönmeleri ve P_7 'den P_{12} 'ye kadar olanlar düşey kuvvetleri, X_7 'den X_{12} 'ye kadar olanlar ise bunlara karşı düğüm noktalarındaki düşey yerdeğiştirmeleri benzer şekilde F_1 'den F_{10} 'a kadar olanlar elemanın içsel uç momentlerini, F_{11} 'den F_{16} 'ya kadar olanlar yay kuvvetlerini ve e_1 'den e_{10} 'a kadar olanlar elemanların uç dönmelerini, e_{12} 'den e_{16} 'ya kadar olanlar ise yayların deformasyonunu gösterir. S matrisi ise, sistemin rijitlik matrisidir. Burada her elemanın rijitlik (birim deplasman) sabitleri doğru eksenli prizmatik çubuklarda olduğu gibi yazılır.

Eğer zemin reaksiyonu-kazık yerdeğiştirmesi bağıntısı Şekil 2.6 da görüldüğü gibi lineer değilse problemin çözümünde zeminin elasto-plastik davranışının gözönünde bulundurulması gerekmektedir. Bu durumda ya bir elastik yöntemin ardışık uygulanmasıyla zeminin elastik olmayan davranışının simülasyonu yapılmakta (Mc.Clelland ve Focht(1958)) veya kazık-zemin sisteminin fiziksel modeli hazırlanarak yatay yüklenmiş kazığın davranışı bu modelle incelenmektedir.



Şekil 2.6 Zemin Reaksiyonuyla Kazık Yerdeğiştirmesi Arasında Doğrusal bir Bağıntı Olmaması Durumu(Sağlamer,1977)

2.1.2 Yatak Katsayısına Dayanan Broms Yöntemi

Yatay yüklenmiş kazık problemi, elastik zemine oturan kiriş problemiyle çok yakından ilgilidir. En önemli fark, kazıkda dış kuvvetlerin ve momentlerin kazık-zemin sistemine kazık başında tatbik edilmesine karşılık, elastik zemine oturan kirişte dış kuvvetler kiriş boyunca çeşitli noktalarda tatbik edilebilir.

Terzaghi (1955), kazıkları da düşey kirişler gibi düşünerek bir yatay yatak katsayısı (k_h) tanımlanmıştır. Yatay yatak katsayısı kazık üzerindeki bir noktada kazığa etkiyen yatay gerilmenin, o noktadaki yatay yer değiştirmeye oranıdır. Kohezyonsuz zeminlerde, yatay yatak katsayısının genellikle derinlikle lineer arttığı kabul edilir. Kohezyonlu zeminlerde ise yatay yatak katsayısı, serbest basınç direnci (q_u) ile kabaca orantılıdır (Toğrol, 1977). Normal konsolide olmuş killerin ve siltlerin serbest basınç direnci derinlikle lineer arttığı için bu tür zeminlerde de yatay yatak katsayısının derinlikle arttığı söylenebilir. Aşırı konsolide killerde ise yatay yatak katsayısı genellikle sabit kabul edilir.

Yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişiminin bilinmesi durumunda, yatay yükler altındaki düşey kazıkların davranışı çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Bu araştırmacılar kazık yerdeğiştirmeleri ile iç kuvvetlerini veren çeşitli analitik çözümler geliştirip, bunların tablo, abak ve formüller yardımıyla kolayca bulunduğu hesap yöntemleri önermişlerdir.

Broms (1964 a, 1965 ve 1972) tarafından kohezyonlu zeminler için verilen hesap yönteminde, kazığın ve zeminin "ideal elastik" bir malzeme gibi davrandığı varsayılmıştır. Dolayısıyla hesap yöntemi kazık malzemesinde veya zeminde bölgesel bir akma başlaması halinde geçerli olmayacaktır.

Kazıklar bu yöntemde kısa, rijit kazıklar ve uzun bükülebilir kazıklar olarak iki grupta göz önüne alınmaktadır.

-Rijit veya kısa kazıklar : Bu tip kazıklar yatay kuvvet etkisinde dönerler. Kazığın eğilme deformasyonunun yatay yerdeğiştirmelere etkisi hemen hemen yoktur. Kazık yerdeğiştirmeleri dönme merkezine olan uzaklıkla doğru orantılı olarak artar. L/B oranı genellikle 10-20 den azdır. Burada L kazık boyunu, B ise kazık çapını veya genişliğini ifade etmektedir.

-Bükülebilir veya uzun kazıklar : L/B oranının çok büyük olduğu kazıklardır. Yatay kuvvet altındaki deformasyonu, eğilme deformasyonuna eşittir. Kazığın dönmesi ihmal edilebilir mertebededir. Kazık boyundaki değişiklik uzun kazığın davranışını etkilemez.

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde hesaplanan R ve T rijitlik faktörleri yardımıyla analiz edilecek kazıkların hangi gruba girdiğini belirlemek mümkün olabilmektedir. Yatay yatak katsayısının genellikle derinlikle sabit kabul edildiği aşırı konsolide killerde R rijitlik faktörü ;

$$R = (EI/k'_s \cdot B)^{1/4}$$

(2.35a)

bağıntısı ile hesaplanır. Kohezyonsuz zeminlerde ve normal konsolide killerde yatay yatak katsayısının derinlikle lineer arttığı kabul edilerek T rijitlik faktörü ;

$$T = (EI/n_h)^{1/5} \quad (2.35b)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Bu bağıntılarda ;

EI = Kazığın eğilme rijitliği ,

B = Kazık genişliği veya çapı ,

n_h = Yatay yatak katsayısı sabiti olup , çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen n_h değerleri Bölüm 3.4 deki tablolarda verilmiştir.

k'_s = Zemin modülü değerleri Terzagı'nın yatay yatak katsayısı kavramı ile ilişkili olup, Bölüm 3.4 de drenajsız kayma mukavemeti c_u değerlerine bağlı olarak Tablo 3.10 da verilmiştir.

Kısa rijit kazıklarda $L/T < 2$ veya $L/R < 2$ olup ,

Uzun bükülebilir kazıklarda $L/T > 4$ veya $L/R > 3.5$ dir.

Burada, L kazığın zemin içerisindeki boyudur.

Bu yöntemde serbest ve tutulu başlı kazıkların ayrı ayrı analizleri mümkün olmaktadır.

Bu hesap yönteminde, zemin davranışının yatak katsayısı ile iyi bir şekilde temsil edildiği ve kohezyonlu zeminin yatay yatak katsayısının derinlikle değişmediği kabul edilmektedir. Kazığa ait yatay yerdeğiştirme, eğilme momenti ve zemin reaksiyonu değerleri boyutsuz bir βL uzunluğuna bağlıdır.

$$\beta = \sqrt[4]{(k_h \cdot B / 4 \cdot EI)} \quad (2.35c)$$

Burada L kazık boyu, k_h yatay yatak katsayısı, B kazığın çapı, E ve I kazığın elastisite modülü ve atalet momentidir. Kazığın zemin yüzü seviyesindeki yerdeğiştirmesi (y_0), (2.36) ile (2.39) ifadelerinden hesaplanabilir veya Şekil 2.7'den bulunabilir (Broms, 1964 a). Şekil 2.7 boyutsuz yanıl yerdeğiştirme $y_0 k_h \cdot BL / P$ ile boyutsuz kazık boyu βL 'e göre hazırlanmıştır.

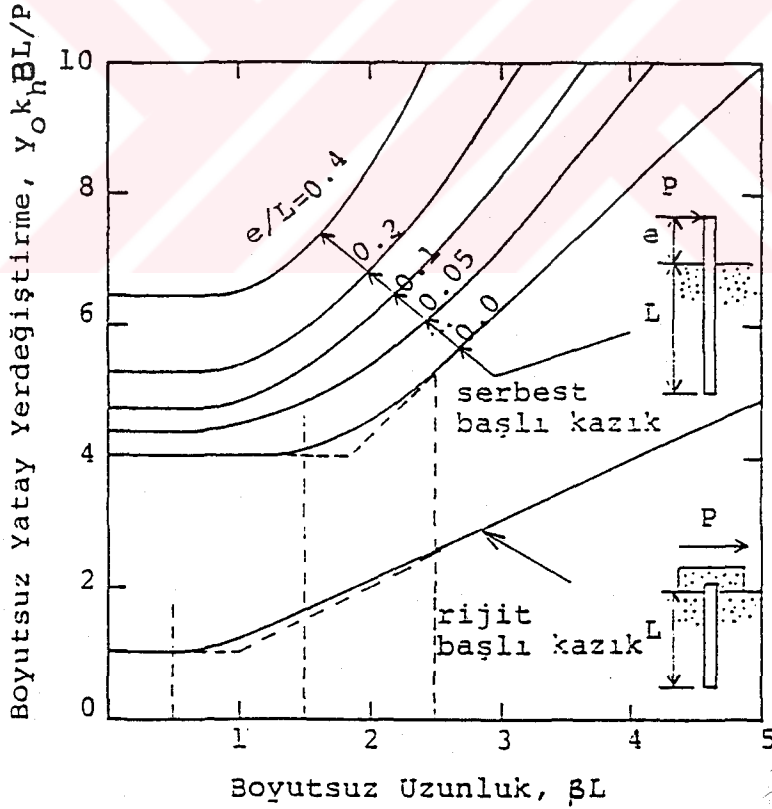
$$\text{Kazık başlığı rijit, } \beta L < 0.5 \text{ ise, } y_0 = \frac{P}{k_h BL} \quad (2.36)$$

$$\text{Serbest başlık, } \beta L < 1.5 \text{ ise, } y_0 = \frac{4P(1+1.5e/L)}{k_h BL} \quad (2.37)$$

Sonsuz uzunlukta sayılabilecek kazıklarda ;

$$\text{Başlık rijit ve } \beta L > 1.5 \text{ ise , } y_0 = \frac{P\beta}{k_n B} \quad (2.38)$$

$$\text{Serbest başlık ve } \beta L > 2.5 \text{ ise , } y_0 = \frac{2P\beta(e\beta+1)}{k_n B} \quad (2.39)$$



Şekil 2.7 Kohezyonlu Zeminlerde Kazığın Yanal Yerdeğiştirmesi (Broms(1964 a) & Toğrol(1977))

(2.37) ve (2.39) eşitliklerinden görüldüğü gibi yatay kuvvetin dış merkezliğinin sıfır olması halinde ($e=0$), rijit başlı uzun kazığın zemin yüzündeki y_0 yerdeğiştirmesi, serbest başlı uzun kazığının yarısına eşittir.

Kısa kazıklarda kazık boyunun artması, zemin yüzeyi seviyesindeki kazık yerdeğiştirmesini büyük ölçüde azaltır. Buna karşılık kazığın rijitliğinin etkisi yoktur. Rijit başlıklı kısa kazıkların zemin seviyesinde yanal yerdeğiştirmeleri, serbest başlıklı kazıklarının teorik olarak dörtte biri kadar veya daha azı olur.

Broms, yatak katsayısının "anlamli derinlik" boyunca aldığı değerlerin kazığın zemin yüzündeki y_0 yerdeğiştirmesi üzerinde etkili olduğunu belirtmiştir. Diğer taraftan βL değerinin serbest başlı kazıklarda 2 ve rijit başlı kazıklarda 1 den büyük olması halinde kazık ve zemin özelliklerinin y_0 'ın hesabına pek az etkisi vardır.

Dolayısıyla serbest ve rijit başlı uzun kazıklarda anlamli derinlik olarak sırasıyla $\beta L=2$ ve $\beta L=1$ değerleri alınabilir. Broms (1964 b) , yatay yatak katsayısının kohezyonsuz zeminlerde derinlikle lineer olarak arttığını kabul etmiştir.

$$k_h = n_h \cdot z/B$$

$$(2.40)$$

n_h =yatay yatak katsayısı sabiti olup, n_h için önerilen çeşitli değerler Bölüm 3.1.4 'de verilmiştir. Bu durumda boyutsuz derinlik βL olarak yazılır. Burada β 'nin değeri ise n_h ve kazığın EI eğilme rijitliğine bağlı olarak ;

$$\Omega = \sqrt[5]{(n_h / EI)} \quad (2.41)$$

ifadesi ile hesaplanır.

$\Omega L > 4$ değeri için kazığın, uzun kazık olarak davrandığı kabul edilmiştir.

Broms (1964b) , boyutsuz yanal yer değiştirme $y_0 (EI)^{3/5} (n_h)^{2/5} / PL$ ile boyutsuz kazık boyu ΩL arasındaki bağıntıyı gösteren diyagramlar hazırlamıştır (Şekil 2.8). Zemin yüzü seviyesindeki yanal yer değiştirme aşağıdaki ifadelerden de hesaplanabilir.

$$\text{Rijit başlıklı kısa kazıkta } y_0 = \frac{2P}{L^2 n_h} \quad (2.42)$$

$$\text{Rijit başlıklı ve } \Omega L > 4 \text{ ise } y_0 = \frac{0.93P}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}} \quad (2.43)$$

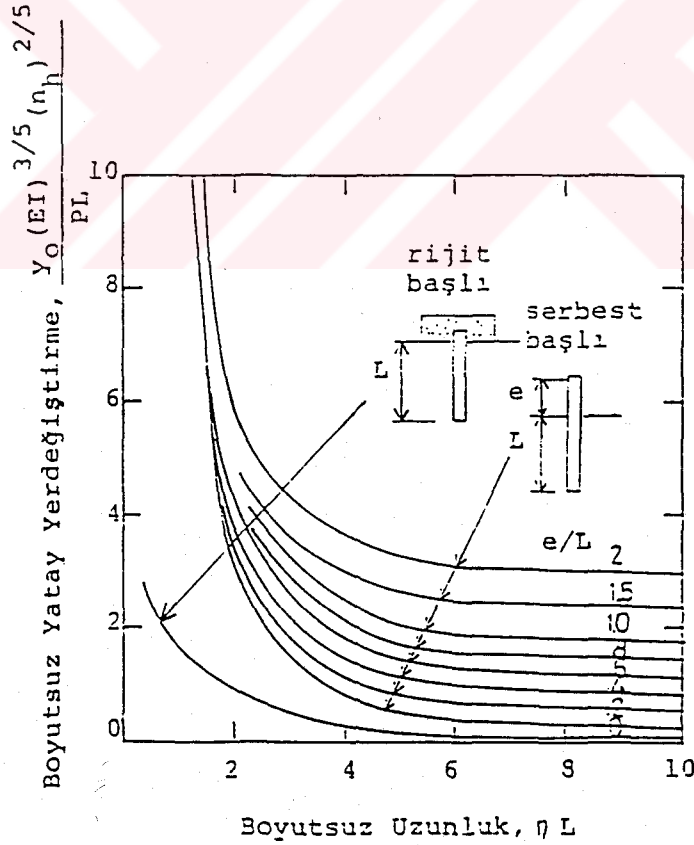
$$\text{Serbest başlıklı ve } \Omega L > 2 \text{ ise } y_0 = \frac{18P(1+4/3.e/L)}{L^2 n_h} \quad (2.44)$$

$$\text{Serbest başlıklı ve } \Omega L > 4 \text{ ise } y_0 = \frac{2.4P}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}} \quad (2.45)$$

P yatay kuvvetinin, zemin yüzeyinden e yüksekliğinde etkimesi halinde 2.45 eşitliği 2.46 formunu alır.

$$y_0 = 2,4 \cdot P \cdot (1 + 0,67 \cdot e \cdot n) / (n_h)^{3/5} \cdot (EI)^{2/5} \quad (2.46)$$

Kazığın taşıyabileceği maksimum yüke erişilirken yük artımlarına tekabül eden yerdeğiştirmeler hızla artar. Kazığın yanal direnci, kazığın kırılma biçimine bağlı olarak zeminin kayma direnci veya kazığın akma gerilmesi ile belirlenir. Kazığın yanal direncini inceleyen Broms (1964 a,b) hiperstatik sistemlerin plastisite metodları ile çözümünde yapıldığı gibi, en fazla zorlanan yerlerde plastik mafsallar teşekkülü ile kazığın kırılacağını kabul etmiştir. Plastik mafsalın teşekkül ettiği yerde moment sabit kalacağından statik belirsizlik ortadan kalkmaktadır.

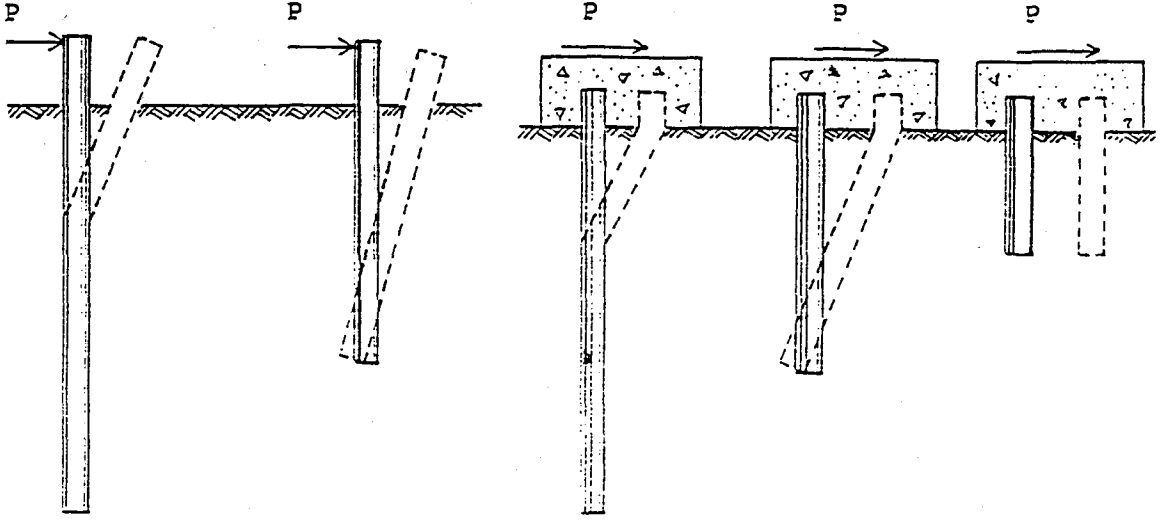


Şekil 2.8 Kohezyonsuz Zeminlerde Kazığın Yanal Yerdeğiştirmesi (Broms (1964 b) & Toğrol (1977))

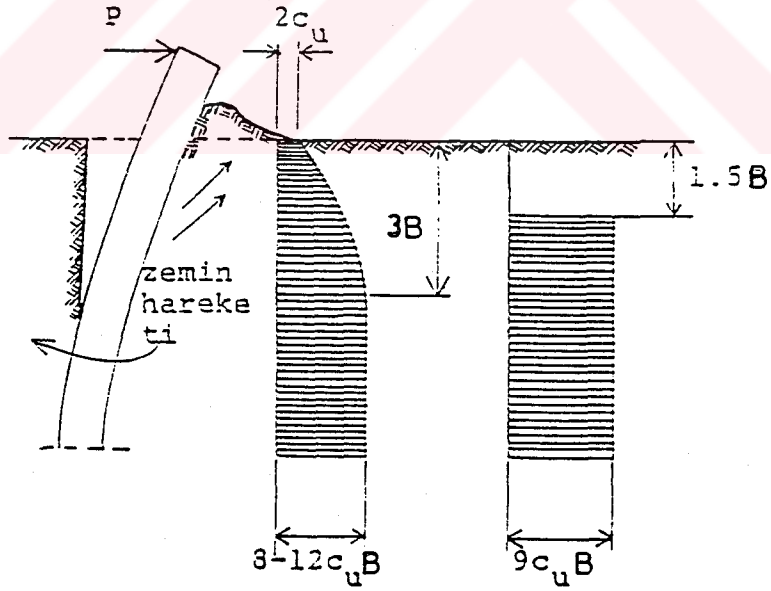
Kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminlerdeki, serbest başlı veya rijit başlıklı kısa ve uzun kazıkların yanal dirençlerini veren ifadeler ve abaklar Broms (1964 a,b) de ayrıntılı olarak verilmiştir. Bu çalışmada sadece serbest başlı uzun kazıkların yanal dirençleri incelenmiştir.

Kazığın yanal direncini inceleyen Broms (1964,a), kırılma modlarını kazık boyuna, kazık kesitine ve zeminin gerilme-deformasyon karakteristiklerine bağlamaktadır. Serbest ve rijit başlı kazıklardaki kırılma modları Şekil 2.9 da verilmiştir. Serbest başlı uzun kazıklarda kırılma, eğilme momentinin maksimum olduğu noktada bir mafsallı teşekkül etmesiyle meydana gelmektedir. Kohezyonlu zemindeki serbest başlı, uzun kazığın kırılma mekanizması ve meydana gelen zemin reaksiyonlarının dağılışı Şekil 2.10 da gösterilmiştir.

Kazık önünde, yüzeye yakın bölgedeki zemin direncinin minimum olduğu yönde yukarıya doğru, daha derinde ise kazığın önünden arkasına doğru bir hareket olmaktadır. Bu arada zemin yüzünden itibaren belirli bir derinliğe kadar kazığın arka yüzüyle zeminin teması kesilmekte ve kazıkla zemin arasında bir boşluk meydana gelmektedir. Deneysel ve teorik araştırmalara göre (Hansen (1948)&Reese(1958)) yatay kuvvetle yüklenmiş bir kazığa etkiyen nihai zemin direncinin 8 cu-12 cu dolayında olduğunu belirten Broms, kohezyonlu zeminlerde zemin yüzünde bu değer yaklaşık olarak 2 cu olduğunu ve 3B derinliğinde söz konusu değere ulaşıldığını belirtmektedir. Dalga kuvvetleri ve benzeri tekrarlı yüklerin kazık yerdeğiştirmesinin büyük olduğu üst kısımda zemin direncini önemli oranda azalttığı belirtilerek zemin yüzünden itibaren

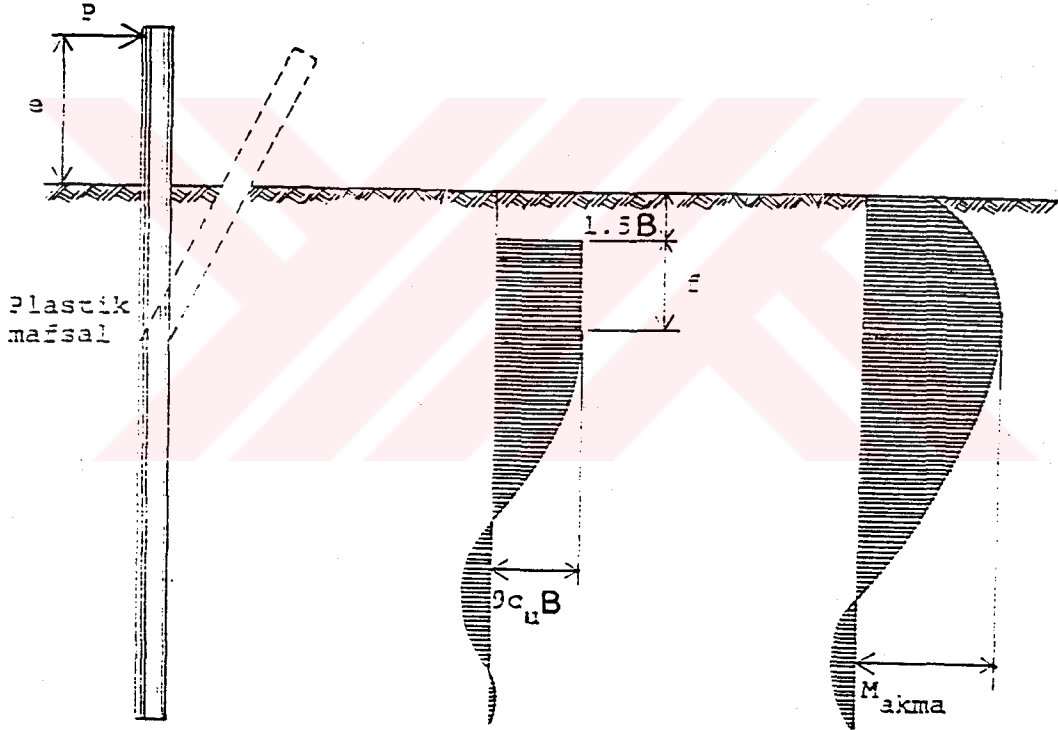


Şekil 2.9 Yatay Kuvvet Etkisindeki Kazıkların Kırılma Modları
(Broms (1964a) & Sağlamer (1977))



Şekil 2.10 Serbest Başlı Uzun Kazığın Eğilmesi ve Zemin Reaksiyonlarının Dağılışı (Broms (1964a) & Sağlamer (1977))

kazık çapının 1.5 katı ($1.5B$) bir derinlik için zemin reaksiyonunun sıfır, bu derinliğin altında ise sabit ve 9 cu değerine eğit olduğu kabul edilmiğtir. Şekil 2.11 (a) da serbest bağlı uzun bir kazıkta eğilme momentinin maksimum olduğu kesitte plastik mafsalin teğekkl gsterilmiğtir. Kabul edilen zemin reaksiyonu ve eğilme momenti dağılığları ise Şekil 2.11 (b),(c) de verilmiğtir.



(a) Verdeğiğtirme (b) Zemin Reaksiyonu (c) Eğilme Momenti

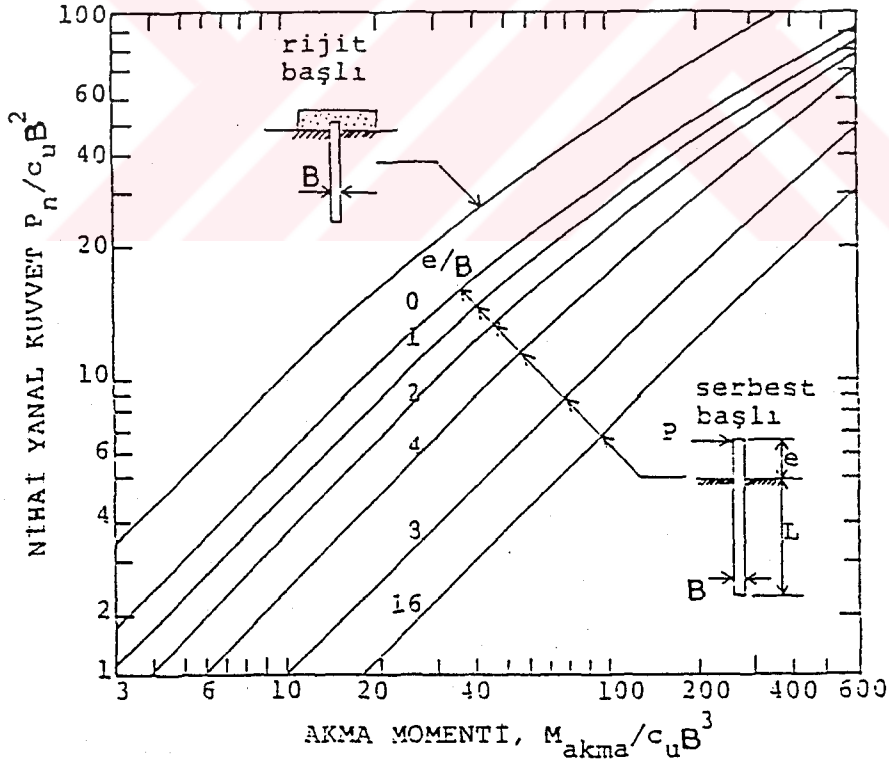
Şekil 2.11 Kohezyonlu Zemindeki Serbest Bağlı Uzun Kazığın Kırılması, Zemin Reaksiyonlarının ve Eğilme Momentinin Dağılığı (Broms (1964 a) & Toğrol (1977))

Bu şekilde ;

$$f = P_n / 9 \cdot c_u \cdot B$$

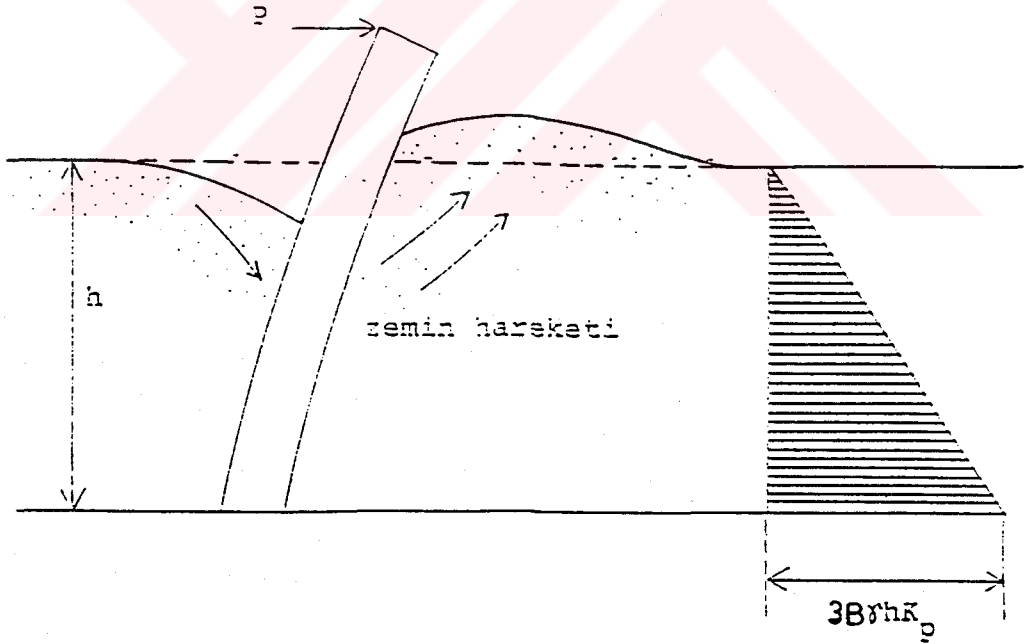
$$(2.47)$$

değerini almaktadır. (2.47) eşitliğinde P_n kazığının taşıyabileceği nihai yatay kuvvet, c_u drenajsız üç eksenli deneyde bulunan kohezyon, B ise kazık çapıdır. M_{akma} ise kesitin her noktasında gerilmenin malzemenin σ_a akma gerilmesine erişmesiyle hesaplanan "akma" veya "plastik" momenttir. Kazığının taşıyacağı nihai yatay kuvvet Şekil 2.12 de boyutsuz $P_n / c_u \cdot B^2$ ve $M_{akma} / c_u \cdot B^3$ eksenlerine göre hazırlanmış eğrilerden okunur.



Şekil 2.12 Kohezyonlu Zeminlerdeki Uzun Kazıkların Taşıyabilecekleri Nihai Yatay Kuvvetler (Broms (1964a) & Sağlamer (1977))

Broms, kohezyonsuz zemindeki kazık yerdeğiştirmesinin hemen tamamının yatay kuvvetin tatbik edildiği sırada meydana geldiğini, krip etkisinin pek az olduğunu belirtmektedir. Tekrarlı yüklemenin özellikle gevşek kohezyonsuz zeminlerde kazık yerdeğiştirmesini önemli ölçüde arttırdığı belirtilmekle beraber herhangi bir kriter verilmemiştir. Tekrarlı yüklemenin etkisinin yatay katsayısının değerinin azaltılmasıyla dikkate alınabileceği ifade edilmiştir. Kohezyonsuz zemindeki uzun kazığın yatay kuvvet altında eğilmesi, kazık çevresindeki zeminin hareketi ve meydana gelen zemin reaksiyonları Şekil 2.13 de verilmiştir.



Şekil 2.13 Kohezyonsuz Zeminde Kazığın Eğilmesi ve Kabul Edilen Zemin Reaksiyonları Dağılışı, (Broms (1964 b) & Sağlamer (1977))

Görüldüğü gibi kazık önündeki zemin yukarıya, arkasındaki zemin ise aşağıya doğru hareket ederek kazığın eğilmesiyle ortaya çıkan boşlukları doldurmaktadır. Zemin yüzüne yakın bölgede kazık başının dönmesinin gevşek ve sıkı kumlarda sırasıyla 0.006 ve 0.002 radyana erişmesiyle kazığın ön yüzünde pasif toprak basıncı ve arka yüzünde aktif toprak basıncı mobilize olmaktadır (Sowers & Sowers (1961)).

Prakash (1962), kırılma anında kazık ön yüzünde meydana gelen pasif toprak basıncı değerinin Rankine teorisiyle hesaplanan toprak basıncının 2-3 katı olduğunu saptamıştır. Kohezyonsuz zeminlerdeki uzun kazıkların yanıl direncinin Broms yöntemiyle hesabında sırasıyla aşağıdaki kabuller yapılmaktadır (Toğrol,1977).

- 1) Zemin yüzüne yakın bölgede kazık arkasında mobilize olan aktif toprak basıncı ihmal edilmektedir ,
- 2) Kazık önündeki pasif toprak basıncı olarak, Rankine teorisiyle hesaplanan değerin 3 katı alınmaktadır ,
- 3) Kazık kesidinin şekli yanıl direnci veya toprak basıncı dağılışını etkilememektedir ,
- 4) Yanıl direncin tamamı mobilize olmaktadır.

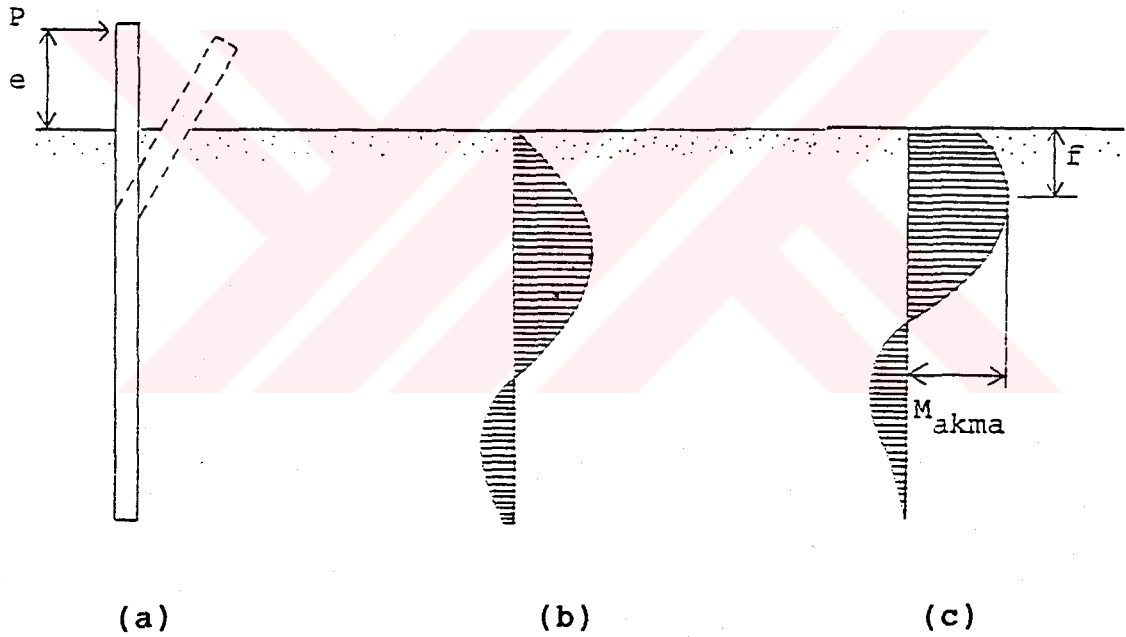
Kırılma anında, kazık önünde meydana gelen pasif toprak basıncı Şekil 2.13 de gösterilmiştir. Zemin yüzünden z derinlikte kazığın birim boyuna etkiyen Q zemin reaksiyonu,

$$Q = 3B \cdot \gamma \cdot z \cdot K_p \quad (2.48)$$

eşitliğinden hesaplanacaktır. Bu eşitlikte B kazık çapı,

zeminin tabii birim hacim ağırlığı , K_p ise Rankine toprak basıncı teorisine göre hesaplanan pasif toprak basıncı katsayısıdır. Denizde inşa edilen kazıklarda olduğu gibi incelenen kesitte su zemin yüzünde veya daha yukarıda ise (2.48) eşitliğinde $\gamma = \gamma_A$ alınacaktır.

Kohezyonsuz zemindeki serbest başlı uzun kazığın kırılma modu Şekil 2.14 de verilmiştir.



Verdeğiştirme

Zemin Reaksiyonu

Eğilme Momenti

Şekil 2.14 Kohezyonsuz Zeminde Serbest Başlı Uzun Kazığın Eğilmesi, Zemin Reaksiyonu ve Eğilme Momenti Dağılışı (Broms (1964 b) & Toğrol (1977))

Kırılma daha önce belirtildiği gibi maksimum moment kesitinde plastik mafsallık meydana gelmesiyle olmaktadır. f derinliğinde kesme kuvveti sıfır yazılarak momentin maksimum olduğu kesit bulunur.

$$f = 0.82 \sqrt{P / \gamma \cdot B \cdot K_p} \quad (2.49)$$

Bu kesitteki maksimum moment ise aşağıdaki (2.50) eşitliğinden hesaplanır.

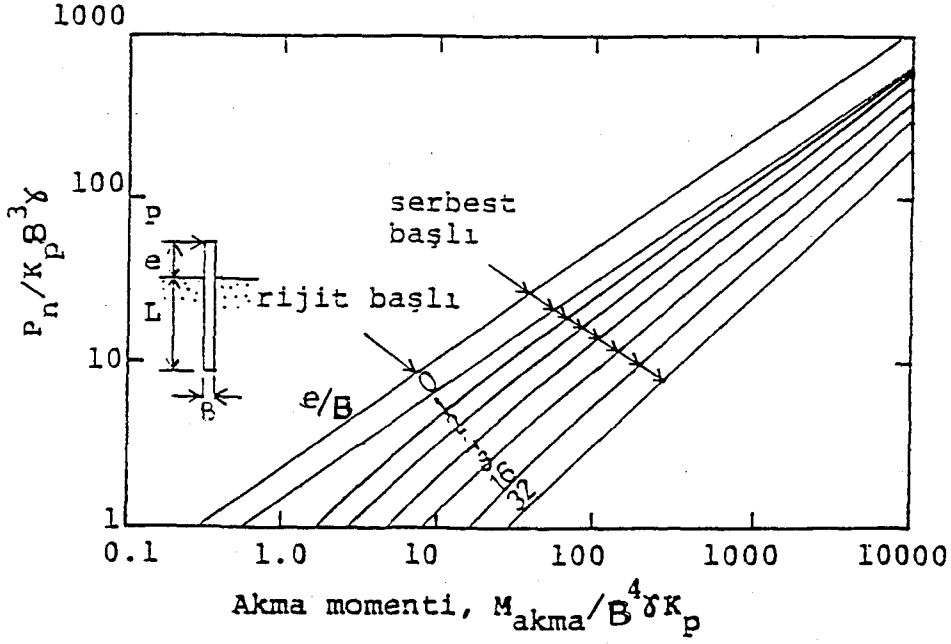
$$M_{\max} = P(e + 0.67 \cdot f) \quad (2.50)$$

Kırılma, (2.50) eşitliğiyle hesaplanan maksimum eğilme momentinin kazığa ait akma momentine eşit olmasıyla meydana gelir. Bu andaki nihai yanal kazık direnci ise,

$$P_n = M_{\max} / e + 0.54 \sqrt{P / \gamma \cdot B \cdot K_p} \quad (2.51)$$

eşitliğinden hesaplanır.

Kohezyonsuz zeminlerin taşıdığı nihai yatay kuvvet Şekil 2.15 de, boyutsuz $P_n / K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ ve $M_{\max} / B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ eksenlerine göre hazırlanmış eğrilerden elde edilir.



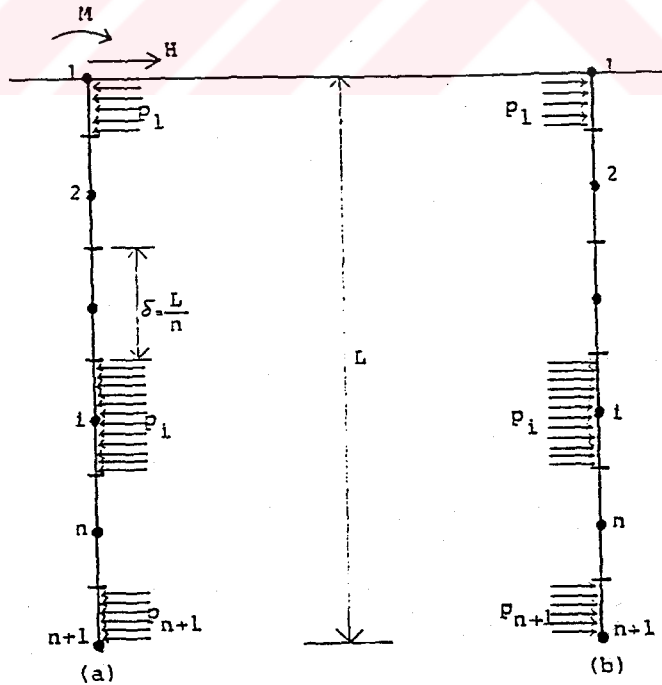
Şekil 2.15 Kohezyonsuz Zemindeki Uzun Kazıkların
Taşıyabilecekleri Nihai Yatay Kuvvetler
(Broms(1964b) & Toğrol(1977)).

Broms yönteminde zeminin ideal-elastik bir malzeme olduğu, yatay yatak katsayısının kohezyonlu zeminlerde derinlikle sabit kaldığı, kohezyonsuz zeminlerde ise derinlikle lineer arttığı kabul edilmiştir. Yapılan bu kabullerde zeminin elasto-plastik davranışı dikkate alınmamaktadır. Nitekim özellikle kohezyonsuz zeminlerde deneysel gözlenen ve hesapla bulunan yerdeğiştirme ve nihai yanal taşıma kapasiteleri arasında %50 ye varan farklar mevcuttur (Sağlamer 1977). Kazık boyunca yerdeğiştirme ve eğilme momenti değerlerini belirlemek mümkün değildir. Yöntem, tekrarlı yüklemeye ilişkin bir kriter önermemekte olup, tabakalı zeminlerde uygulanamaz.

2.2 Elastisite Teorisine Dayanan Poulos Yöntemi

Poulos (1971,1972,1973,1975) tarafından önerilen bu yöntemde zeminin yarı-sonsuz, ideal elastik ve izotrop bir ortam olduğu kabul edilmektedir. Zemin elastisite modülü, E_s ve poisson oranı μ , ortamın sabitleridir. Kazık elastisite modülü E_p , atalet momenti I_p ve genişliği/çapı D , kazık boyunca sabittir. Ayrıca kazık çevresiyle zemin arasında doğması muhtemel kayma gerilmeleri ihmal edilmiştir.

Şekil 2.16 da görüldüğü gibi kazık herbiri eşit ve δ uzunluğunda $(n+1)$ elemana bölünmektedir. En alt ve en üst elemanların uzunlukları $\delta/2$ seçilmiştir. Bir i elemanına kazık genişliğince değeri sabit olan p_i yatay gerilmesinin etkidiği ve kazık boyunca kazık ve zemin yerdeğiştirmelerinin eşit olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 2.16 Poulos Yönteminde a)Kazığa b)Zemine Etkiyen Gerilmeler (Sağlam,1977).

Poulos yönteminde ilk ve son eleman dışındaki elemanların merkezlerindeki kazık ve zemin yerdeğiştirmeleri hesaplanmakta ve birbirine eřit yazılmaktadır. ilk ve son elemanda ise kazık başındaki ve ucundaki yerdeğiştirmeler hesaplanmaktadır. Mindlin (1936), yarı-sonsuz , elastik, izotrop bir ortam içerisinde yüzeyden c derinlikte bulunan P nokta kuvvetinin, aynı dūřey çizgi üzerinde ve yüzeyden z derinlikte bulunan bir noktada hasıl ettiği u yatay yerdeğiştirmesini aşağıdaki denklemle vermiştir.

$$u = \frac{P}{16 \cdot \pi \cdot G(1-\mu)} \left\{ \frac{(3-4\mu)}{|z-c|} + [1+2(1-\mu)(1-2\mu)] / \frac{1}{(z+c)+2 \cdot c \cdot z / (z+c)^3} \right\} \quad (2.52)$$

Bu eşitlikte μ ve G sırasıyla Poisson oranı ve kayma modūlūdūr. Poulos yönteminde kazık üzerinde ayrılmış elemanter parçaların merkezlerine P_i kuvvetlerinin etkidiği dūřünülererek bu noktalardaki zemin yerdeğiştirmeleri (2.52) eşitliğiyle hesaplanır. Kazık üzerindeki noktaların yerdeğiştirmeleri ise sonlu farklar yöntemiyle elastik kiriş teorisinden hesaplanır ve zemin yerdeğiştirmelerine eřit yazılır. Bu şekilde elde edilen denklemlere kazığın dış kuvvetler altında dengede bulunduğunu ifade eden 3 adet denge denkleminin ilavesiyle elde edilen denklem takımı özölerek P_i nokta kuvvetleri veya p_i gerilmeleri hesaplanır. Hesaplanan P_i kuvvetlerine bağlı olarak kazık yerdeğiştirmeleri, kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri bulunur (Spillers & Stoll (1964)).

Poulos yönteminde kazığın davranışını başlıca iki boyutsuz faktörün etkilediği düşünülmektedir. Bunlar , uzunluk/çap oranı L/D ve (2.53) eşitliğiyle verilen K_R kazık fleksibilite faktörüdür.

$$K_R = E_p . I_p / E_s . L^4 \quad (2.53)$$

Sonsuz rijit bir kazıkda $K_R = \infty$ ve sonsuz uzun bir kazıkta ise $K_R = 0$ sınır değerlerini almaktadır. Çeşitli kazık ve zemin cinsleri için K_R değerleri Poulos (1971) de verilmiştir.

Polulos yönteminde de kazık başının yatay yerdeğiştirmesi ve dönmesi ile eğilme momentinin maksimum değerinin hesabında ; kazık başının serbest veya rijit olması durumları göz önüne alınmıştır (Poulos,1971). Kazık başının rijit veya serbest olması kazık davranışını önemli ölçüde etkilemektedir.

Serbest başlı kazığın zemin yüzündeki yatay yerdeğiştirmesi;

$$\rho = I_{pH} . H / E_s . L + I_{pM} . M / E_s . L^2 \quad (2.54)$$

eşitliğiyle verilmiştir. (2.54) eşitliğinde I_{pH} ve I_{pM} sırasıyla zemin yüzünde etkiyen yatay kuvvet ve moment için yerdeğiştirme tesir sayılarıdır. Benzer şekilde, rijit başlı kazığın zemin yüzündeki yerdeğiştirmesi (2.55) eşitliğiyle hesaplanır.

$$\rho = I_{PF} \cdot H / E_s \cdot L \quad (2.55)$$

Bu eşitlikde I_{PF} rijit başlı kazıkda zemin yüzünde etkiyen H yatay kuvveti için yerdeğiştirme tesir sayısıdır. Serbest başlı kazığın zemin yüzündeki θ dönmesi ise (2.56) eşitliğiyle hesaplanır.

$$\theta = I_{\theta H} \cdot H / E_s \cdot L^2 + I_{\theta M} \cdot M / E_s \cdot L^2 \quad (2.56)$$

Bu eşitlikde $I_{\theta H}$ ve $I_{\theta M}$ zemin yüzünde etkiyen yatay kuvvet ve moment için dönme tesir sayılarıdır.

Poisson oranı μ ve L/D boyutsuz oranın çeşitli değerleri için tesir sayılarıyla, kazık fleksibilite faktörü K_R arasındaki ilişkiyi gösteren abaklar Poulos (1971) de verilmiştir. Aynı şekilde kazıktaki maksimum eğilme momenti değeri de K_R ve L/D nin fonksiyonu olarak hazırlanmış diyagramlardan bulunabilir (Poulos, 1971). Serbest başlı kazıklarda maksimum moment, zemin yüzünden itibaren $0,1L-0,4L$ derinliğinde olup, rijit başlı kazıklarda ise kazık başında oluşmaktadır.

Poulos yöntemindeki en önemli husus zemin elastisite modülü, E_s 'nin doğru olarak seçilmesidir. Teorik olarak arazideki gerilme durumunu laboratuvarda tekrarlıyarak ve meydana gelen deformasyonları ölçerek zemin elastisite modülünü laboratuvarda belirlemek mümkün olmakla beraber (Davis & Poulos (1968)), arazideki gerilme tarihçesinin çok karmaşık olması nedeniyle laboratuvar deneyleri ile güvenilir

bir E_s değeri elde etmek oldukça zordur. Ayrıca, kazığın yapım tekniğinin (çakma kazık, fore kazık vs.) zemin elastisite modülü üzerinde çok önemli etkisi vardır. En güvenilir yaklaşım arazide bir kazık yükleme deneyi yaparak ölçülen yerdeğiştirmelerden E_s elastisite modülüne geçmektir.

Çeşitli arazi ve laboratuvar deneylerinden E_s , elastisite modülünün dolaylı olarak elde edilmesi için önerilen ifadeler ile kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için önerilen E_s değerleri değişim aralıkları Bölüm 3.1.1 de verilmiştir.

Poulos yönteminde, zeminin yarı-sonsuz,ideal elastik ve izotrop bir ortam olduğu kabul edildiğinden; tatbik edilen yatay kuvvet etkisinde kazık-zemin sistemi davranışının lineer-elastik kaldığı sürece geçerli olacaktır. Dolayısıyla sistemin elasto-plastik davranışını bu yöntemle incelemek mümkün değildir. Ayrıca, bu yöntemle sadece kazık başıyla ilgili değerler elde edilebilmekte, kazık boyunca eğilme eğrisi ve eğilme momenti değerlerini elde etme imkanı olmamaktadır.

Bu yöntemlerin dışında, toprak basıncı teorisine dayanan Brinch Hansen (1961) yöntemi tabakalı zeminler içinde elverişlidir. Ancak kazık dönme noktasının saptanması için deneme-yanılma çözümleri gerekmektedir.Kazığın taşıyabileceği nihai yatay yük ve moment değerleri, nihai yatay zemin direncinin derinlikle değişiminin belirlenmesi ve denge şatlarından belirlenir.Bu yöntem sadece kısa ve rijit kazıklarda uygulanabildiğinden bu çalışmada ayrıntısıyla anlatılmamıştır.

2.3 Zemin Reaksiyonu-Kazık Yerdeğiştirmesi (p-y) Yöntemi

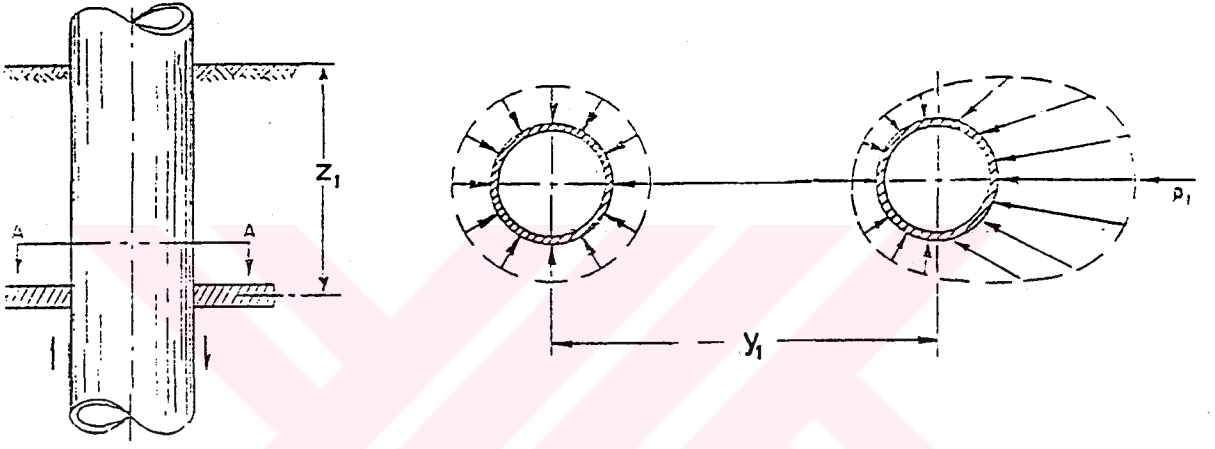
Yatay yükler etkisindeki kazıkların davranışlarının belirlenmesinde kullanılan differansiyel denklem ;

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k'_s \cdot y = 0 \quad (2.57)$$

eşitliğiyle verilmiş olup, zeminin lineer olmayan davranışını dikkate alacak şekilde, (2.57) eşitliğinin çözümü ancak p-y eğrileri yöntemi ile mümkündür. Söz konusu yöntem ilk önce McClelland ve Focht (1958) tarafından önerilmiş ve daha sonra Texas Üniversitesindeki bir grup araştırmacı tarafından yapılan arazi deneyleriyle geliştirilmiştir (Reese 1977). p-y eğrileri kazık boyunca her noktadaki zemin reaksiyonu ile kazığın yer değiştirmesi arasındaki ilişkiyi belirler. Bu eğriler kazık şekli ve rijitliğinden bağımsız olup, bir eğrinin temsil ettiği noktadaki şekil değiştirme o noktanın altındaki ve üstündeki diğer noktalarındaki yüklemeden etkilenmez.

Şekil 2.17 (a) da zemin içeriisindeki kazığın boyuna kesiti gösterilmiştir. Şekil 2.17 (b) de ise kazık yüklenmeden önce zı derinliğindeki toprak basıncı dağılışı gösterilmiştir. Bu dağılışıda, kazığın çakılmadan önce ve çakılma işlemi sırasında eğilmediği kabul edilmektedir. Kazığın yatay kuvvetle yüklenmesini takiben zı derinliğindeki kazık yerdeğiştirmesi yı ise , toprak basıncı dağılışı Şekil 2.17 (c) deki gibi olacak ve bu basınçların kazık kesiti boyunca integrasyonu kazığın birim boyuna etkiyen p_1 zemin reaksiyonunu verecektir.

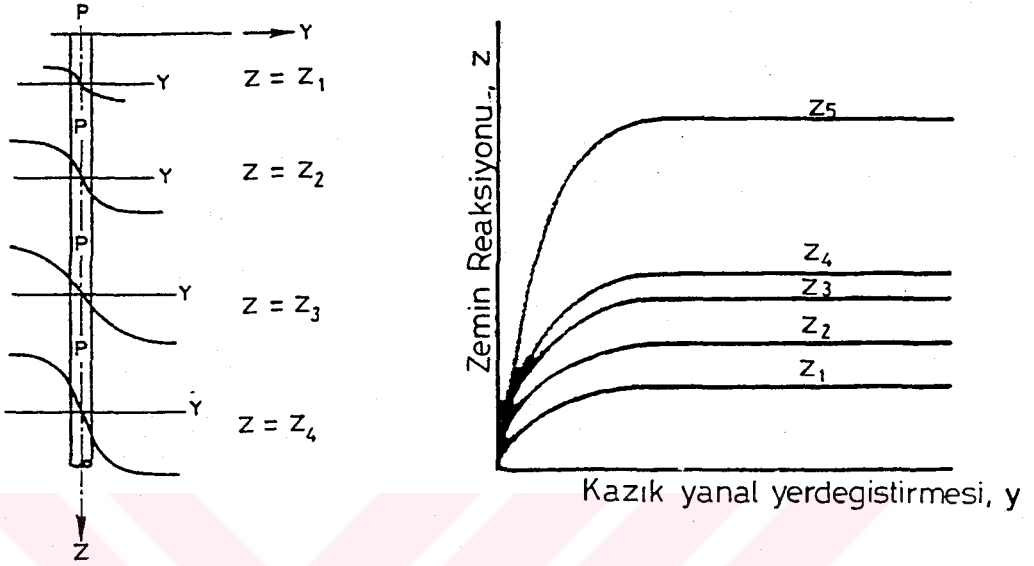
Kazığın eğilmesinin , kazık eksenine paralel doğrultuda doğuracağı zemin reaksiyonunun küçük ve ihmal edilebileceği kabul edilmektedir.



- | | | |
|------------------|--------------------|--------------------|
| a)Zemin içindeki | b)Yatay Yüklemeden | c)Yatay Yüklemeden |
| Kazığın Boyuna | Önceki Toprak | Sonraki Toprak |
| Kesiti | Basıncı Dağılışı | Basıncı Dağılışı |

Şekil 2.17 Zemin Reaksiyonu p ve Kazık Yerdeğiştirmesi y 'nin Grafik Tanımlanması.

Kazık eksenini boyunca çeşitli derinliklerdeki p - y eğrilerinin temsili biçimi Şekil 2.18 a'da, ortak bir eksen takımı üzerinde çeşitli derinliklerdeki p - y eğrileri Şekil 2.18 b'de gösterilmiştir.



a) p-y Eğrilerinin Kazık Boyunca
Derinlikle Değişimi

b) p-y Eğrilerinin Ortak
Eksen Üzerinde Gösterilmesi

Şekil 2.18 Yatay Yüklü Kazıklar için p-y Eğrileri

Kazık-zemin sistemi için Şekil 2.18 a'dakine benzer p-y eğrileri elde edilebilirse, (2.57) eşitliğiyle verilen differansiyel denklemin, zeminin lineer olmayan davranışını da dikkate alarak çözümlenmesi mümkündür (Matlock & Reese, 1960 ; 1961).

(2.57) eşitliği sonlu farklar cinsinden aşağıdaki şekilde ifade edilebilir ;

$$EI/(L/t)^4 \cdot |y_{n-2} - 4y_{n-1} + 6y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2}| - k'_{sn} \cdot y_n = 0 \quad (2.58)$$

Bu eşitlikte, L uzunluğundaki kazığın herbiri L/t boyunda sonlu sayıda t eşit parçaya bölündüğü düşünölmekte ve seçilen bir n düğüm noktası için (2.58) eşitliğı yazılmaktadır. Bütün düğüm noktaları için (2.58) eşitliğı yazıldıktan ve kazık başındaki sınır şartları da sonlu farklarla ifade edildikten sonra elde edilen denklem takımı uygun bir algoritma kullanılarak çözölür.

p - y eğrileri Şekil 2.18 a'da gösterildiğı gibi lineer olmadıklarından ve derinliğın bir fonksiyonu olduklarından yatay yüklenmiş kazık probleminin çözümünde iterasyon yapılmalıdır.

Genel olarak takip edilen çözüm yolu aşağıda özetlenmiştir :

1. k'_s zemin modölü için kazık boyunca bir seri değer seçilir. Çoğunlukla ilk yaklaşım olarak zemin modölünün derinlikle lineer arttığı kabul edilir ($k'_s = k_n \cdot z$).
2. Her düğüm noktasına ait derinlik için k'_s 'ın değerleri hesaplanır ve (2.58) eşitlikleriyle sınır şartlarından oluşan denklem takımı çözölerek y_n kazık yerdeğıştirmeleri hesaplanır.
3. Her düğüm noktası için elde edilen y değerleri, bu düğüm noktasının bulunduğı derinliğe ait p - y eğrisinde yerine konarak, o düğüm noktasındaki p zemin reaksiyonu hesaplanır.

4. Bütün düğüm noktaları için hesaplanan p-y değerleri, $p = -k'_s \cdot y$ eşitliğinde yerine konarak yeni bir dizi k'_s değeri elde edilir.
5. Hesaplanan k'_s değerleri kullanılarak (2.58) denklem takımı yeniden çözülür.
6. Kazık boyunca hesaplanan k'_s zemin modülü değerlerinin bir önceki adımda hesaplanan değerlere eşit olması veya aradaki farkın kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalması halinde iterasyona son verilir.
7. Nihai k'_s değerlerinden yararlanarak eğim, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu değerleri ise (Bölüm 2.1.1'de verilen) sonlu farklar açılımlarından elde edilir.

Zeminin lineer olmayan davranışının p-y yöntemiyle çözümünde en önemli husus arazide mevcut zemin cinsi ve kazık boyutları için kazık boyunca bir seri p-y eğrisinin belirlenmesidir. Bu eğrilerin mevcudiyeti halinde yukarıda anlatıldığı gibi her adımda kazık ve zemin yerdeğiştirmeleri arasında uyum sağlayarak problemi iterasyonla çözmek mümkündür.

Bir çok araştırmacı tarafından zemin modülünün derinlikle aşağıda verilen eşitliğe bağlı olarak değiştiği kabul edilmiştir.

$$k'_s = k_h \cdot z^n \quad (2.59)$$

Bu eşitlikte k_h yatay yatak katsayısı, n ise 1-3 arasında değerler alan bir tam sayıdır. Zemin modülünün (2.59) eşitliğiyle ifade edilmesi ve zemin yüzündeki kazık yerdeğiştirmesinin ölçülmesi halinde problemi iterasyon yapmadan boyutsuz katsayılarla çözmek mümkündür. (Alizadeh (1968); Davisson & Salley (1970) ; Reese & Matlock (1956); Toğrol (1970) ; Sağlamer(1977)).

Zemin modülünün derinlikle lineer arttığı , ($k'_s = k_h \cdot z$) kabulü halinde; yerdeğiştirme, eğim, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu değerlerini veren eşitlikler boyutsuz katsayılar cinsinden ifade edilerek tablolar halinde verilmiştir (Reese & Matlock, 1961).

p-y eğrilerinin elde edilmesi için geliştirilen yöntemlerin çoğu ampriktir. Bu yöntemler ile arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen çeşitli zemin parametrelerine bağlı olarak p-y eğrileri oluşturulabilir.

Deneylerde p-y eğrilerini saptamanın bir metodu zemin reaksiyonunun ve kazık yerdeğiştirmesinin doğrudan ölçülmesidir. Zemin reaksiyonlarını ölçmekte kullanılan basınç hücrelerinin duyarlı alanlarının sınırlı olduğu buna karşılık, şekil değiştirme ölçerlerle ölçülen yerdeğiştirmelerin ve momentlerin daha hassas olacağı belirtilmiştir (Matlock, 1956). Bu yöntemde, kazığın çeşitli noktalarına yerleştirilecek şekil değiştirme ölçerlerin kazık deneye tabi tutulmadan önce bilinen moment değerlerine göre kalibre edilmesi gerekmektedir. Kazık başındaki yerdeğiştirme değerleri ölçülerek, statik ve tekrarlı yükleme altında,

bilinen sınır şartlarında her yükleme kademesi için eğilme momenti değerleri elde edilir. Seçilen derinliklerde p-y eğrileri ise eğilme momenti değerlerinden aşağıdaki eşitliklerin nümerik çözümüyle hesaplanır.

$$y = \iint \frac{M(z)}{EI} dz \quad (2.60)$$

$$p = \frac{d^2}{dz^2} M(z) \quad (2.61)$$

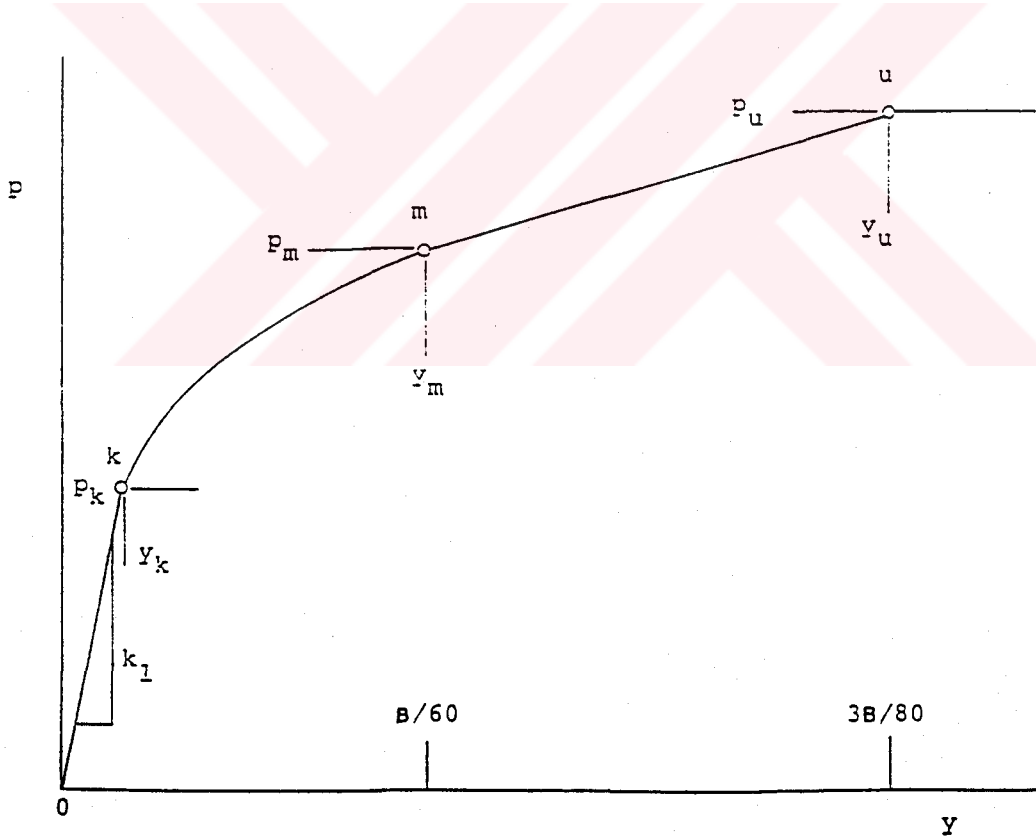
Nümerik veya grafik integrasyon ile yeterli hassaslıkta yerdeğiştirme (y) değerleri elde edilmektedir. Zemin reaksiyonu (p) ise yukarıdaki eşitliğin sonlu farklar formunda yazılması ile elde edilir.

Ancak, burada gözönüne alınması gereken en önemli konu, deneysel eğilme momenti değerlerinin strain-gauge okumalarından çok hassas olarak elde edilmesi gerekliliğidir. Zira eğilme momenti ölçümündeki ufak hatalar zemin reaksiyonunun sonlu farklar ile belirlenmesinde büyük hatalara sebep olmaktadır (Matlock, 1956 & Sağlamer, 1977).

Kazık davranışının analizinde, zemin modülünün derinlikle değişimi hakkında bir kabul yapılmasını gerektirmeyen ve zemin reaksiyonunun sonlu farklar eşitlikleri kullanılmadan belirlenmesini mümkün kılan bir yöntem Aköz, Sağlamer, Öntuna (1981) tarafından verilmiştir (Dinçer, 1986 ; Dinçer ve Sağlamer, 1987).

2.3.1 Kum Zeminler için p-y Eğrileri

Kohezyonsuz kum zeminlerde teşkil edilen kazıklar üzerinde yapılan arazi deneyleri, p-y eğrilerinin formunun Şekil 2.19 da verildiği gibi olduğunu göstermiştir (Parker & Reese 1971; Reese, Cox & Koop, 1974). Şekil 2.19 da görüldüğü gibi kum zeminler için p-y eğrisi üç doğru ve bir parabolden oluşmaktadır. p-y eğrisinin başlangıçtaki doğrusal kısmı kumun 'elastik' davranışını, sondaki yatay doğru ise 'plastik' davranışını temsil etmektedir.



Şekil 2.19 Kum Zeminlerde p-y Eğrisi
(Reese, Cox & Koop, 1974)

Bu eğrinin çiziminde;

- a) Zeminin tamamıyla kum olduğu,
- b) Kazığın zemine penetrasyonu sırasında zeminin sıkıştığı,
- c) Kazığın esas olarak düşey olduğu kabul edilmiştir.

Amerikan Petrol Enstitüsü (API 1989)'de kum zeminlerde p-y eğrilerinin elde edilmesi için önerilen adımlar aşağıda belirtilen şekilde verilmiştir.

- 1) Zemin ve kazık özellikleri (ϕ , γ , B) belirlenir.
- 2) Zeminin nihai yatay taşıma kapasitesi, sığ derinlikler için aşağıdaki Denklem (2.62) ile, derin derinlikler için ise Denklem (2.63) ile hesaplanır.

$$p_{us} = (C_1 \cdot H + C_2 \cdot B) \cdot \gamma' \cdot H \quad (2.62)$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot B \cdot \gamma' \cdot H \quad (2.63)$$

Verilen bir derinlik için, bu iki ifadeden küçük olanı nihai taşıma kapasitesi olarak kullanılmaktadır.

Bu ifadelerde,

p_u = nihai taşıma kapasitesi (kN/m) [s=sığ, d=derin]

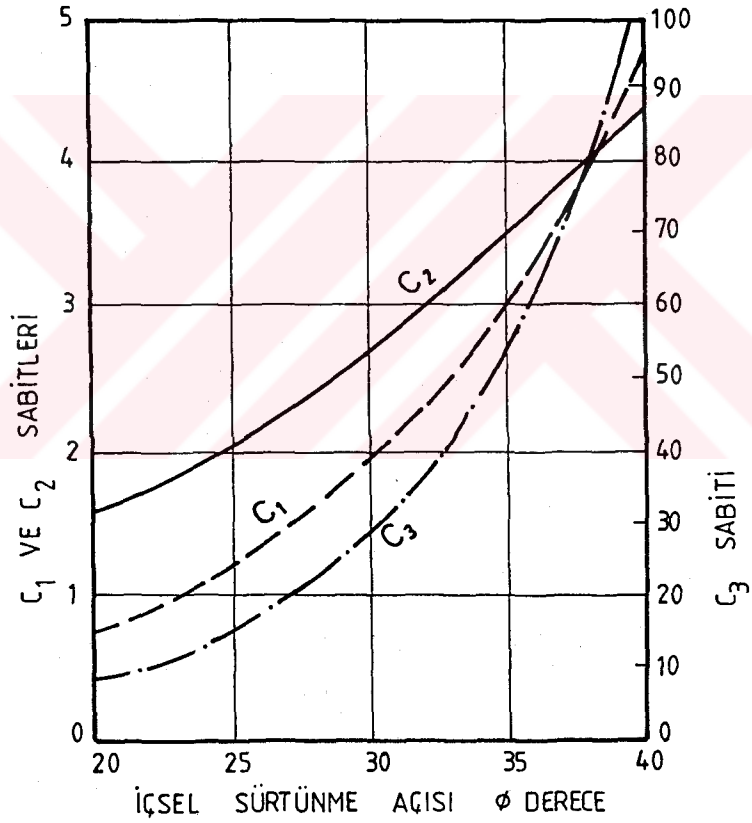
γ' = efektif birim hacim ağırlık (MN/m³)

H = Derinlik (mm)

ϕ' = Kumun efektif içsel sürtünme açısı (derece)

c_1, c_2, c_3 = Kumun ϕ açısına bağlı olarak verilmiş sabitler (Şekil 2.20)

B = Kazık çapı (mm) dir.



Şekil 2.20 ϕ Açısının Bir Fonksiyonu Olarak c_1, c_2, c_3 Sabitleri (API, 1989)

Kumlu zeminlerde, herhangi bir H derinliğinde, p-y eğrisini elde etmek için verilen ifade ise ;

$$p = A.p_u \cdot \tan h [k.H.y/A.p_u] \quad (2.64)$$

şeklinde verilmiştir. Bu ifadede,

A = Statik veya tekrarlı yükleme durumu için hesaplanacak faktör,

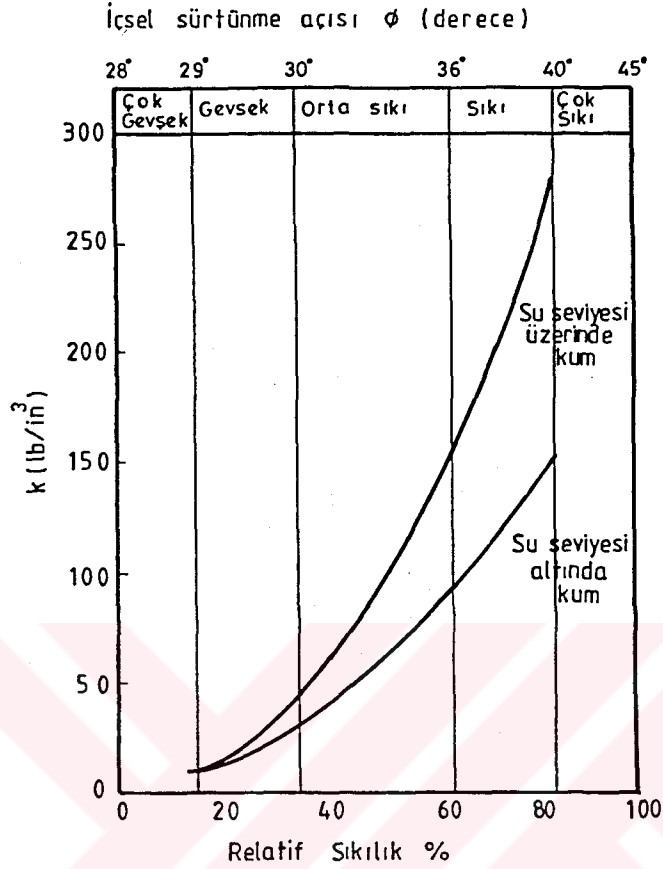
A = 0.9 (Tekrarlı yüklemeler için)

A = (3.0-0.8H/B) > 0.9 (Statik yüklemeler için)

p_u = H derinliğindeki nihai taşıma kapasitesi (kN/m)

k = Yatak katsayısı (kN/m³)

k değerleri, içsel sürtünme açısı ϕ 'nin bir fonksiyonu olarak Şekil 2.21' de verilmiştir.



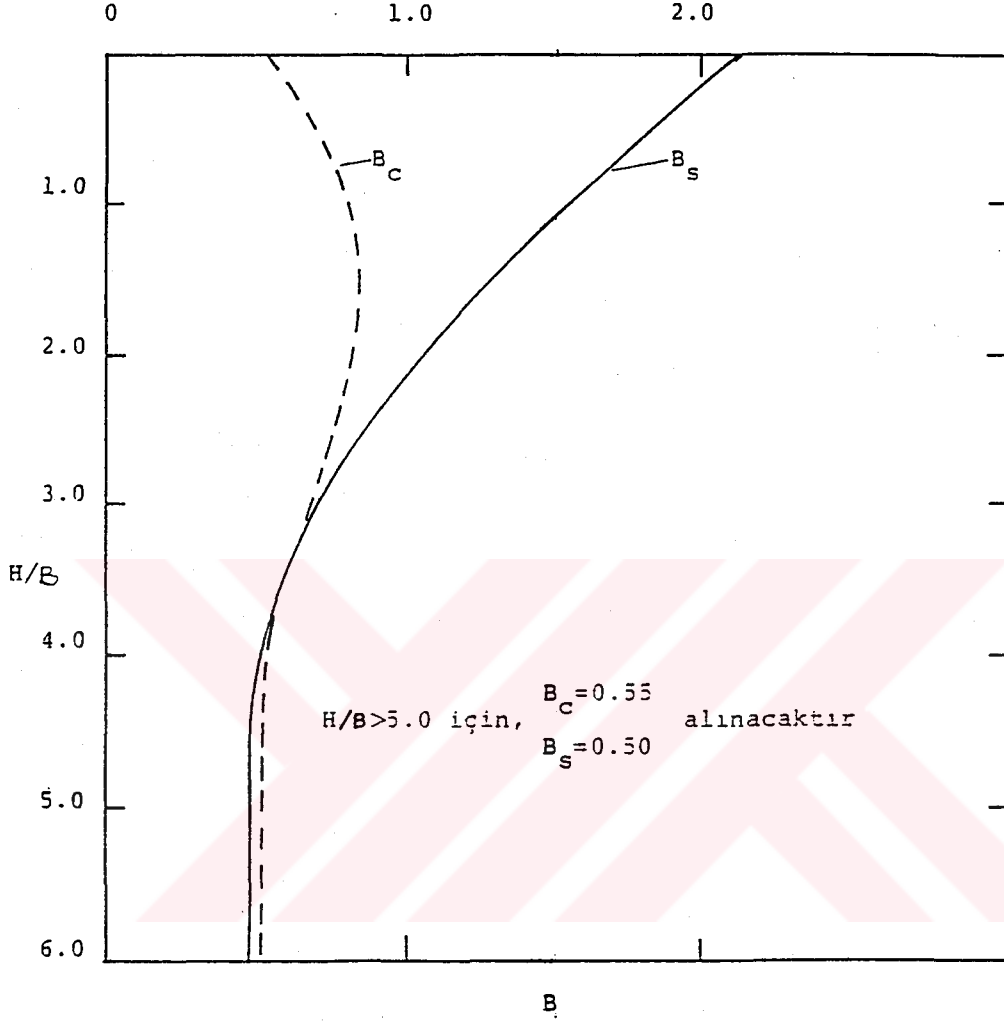
Şekil 2.21 ϕ Açısının Bir Fonksiyonu Olarak Yatak Katsayısı (k), (API, 1989).

3) $y_u = 3B/80$ kazık yerdeğiştirmesi için (2.62) veya (2.63) eşitliklerinden p_u zemin reaksiyonu hesaplanır.

4) $y_m = B/60$ kazık yerdeğiştirmesine tekabül eden p_m zemin reaksiyonu (2.65) eşitliğinden hesaplanır.

$$p_m = B / A. p_u \quad (2.65)$$

Bu eşitlikte B ampirik bir katsayı olup, statik ve tekrarlı yük durumları için değerleri Şekil 2.22 de verilmiştir.



Şekil 2.22 Boyutsuz B Katsayısının Derinlikle Değişimi

- 5) p - y eğrisinin başlangıçtan geçen doğrusal kısmının eğimi (k), kumun sıkılığının ve içsel sürtünme açısının bir fonksiyonu olarak Şekil 2.21 den elde edilir.
- 6) k ve m noktalarından geçen parabolün deklemleri (2.66) eşitliğiyle verilmiştir,

$$p = [p_m / (y_m)^{1/n}] \cdot y^{1/n} \quad (2.66)$$

Bu eşitlikteki n üssü:

$$n = p_m (y_u - y_m) / y_m (p_u - p_m) \quad (2.67)$$

eşitliğiyle hesaplanır.

- 7) p - y eğrisinin doğrusal ve parabolik kısımlarının k kesim noktası (2.68) ve (2.69) eşitlikleriyle bulunur.

$$y_k = (C/kz)^{n/n-1} \quad (2.68)$$

$$C = p_m / y_m^{1/n} \quad (2.69)$$

- 8) Böylece belirlenen $k(y_k, p_k)$, $m(y_m, p_m)$, $u(y_u, p_u)$ noktaları birleştirilerek seçilen H derinliği için p - y , zemin reaksiyonu-kazık yerdeğiştirmesi eğrisi tayin edilmiş olur. Aynı işlem çeşitli derinlikler için tekrarlanılarak kazık-zemin sistemine ilişkin p - y eğrileri takımı elde edilir.

2.3.2 Yumuşak Killer için p - y Eğrileri

Yumuşak killer için p - y bağıntıları çeşitli arazi ve laboratuvar deneyleri esas alınarak Matlock (1970) ve Reese(1971) tarafından verilmiştir.

Matlock (1970) tarafından önerilen ve API (1989) da verilen ifadelerde ; nihai zemin reaksiyonu (p_u), aşağıdaki eşitliklerden hesaplanır ,

$$p_u = 3c + \gamma . z + J . c . z / B \quad 0 < z < z_R \quad (2.70)$$

$$p_u = 9c \quad z \geq z_R \quad (2.71)$$

Burada,

z = Zemin yüzeyinden itibaren derinlik (mm)

z_R = Zemin yüzeyinden, direnci azaltılmış bölgenin altına kadar olan derinlik (mm) olup,

$$z_R = \frac{6B}{\gamma . B + J} + \frac{J}{c} \quad (2.72)$$

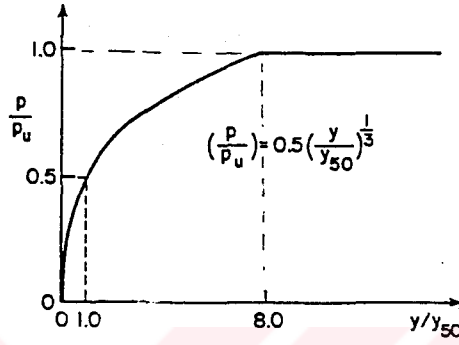
ifadesi ile hesaplanır..

J = Boyutsuz ampirik bir sabit olup, arazi deneyleri sonucunda değeri 0.25 ila 0.5 arasında değişmektedir.

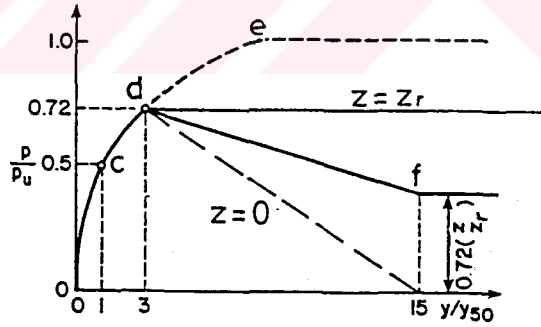
c = Örselenmemiş zemin numuneleri için drenajsız kayma mukavemeti (kPa)

γ = Zeminin efektif birim hacim ağırlığı (MN/m³)

Bu düşüncelerin ışığında yumuşak killerdeki kazıkların statik ve tekrarlı yatay yüklenmesi durumları için deneysel olarak elde edilen p-y eğrileri sırasıyla Şekil 2.23 (a),(b) de gösterilmiştir.



a) Statik Yükleme



b) Tekrarlı Yükleme

Şekil 2.23 Yumuşak Killer için p-y Eğrileri (Matlock, 1970)

Statik yükleme durumu için p-y eğrisi aşağıda verilen adımlarla çizilir :

- 1) Laboratuvarda örselenmemiş numuneler üzerinde drenajsız üç eksenli veya serbest basınç deneyi yapılarak gerilme-deformasyon eğrisi çizilir ve maksimum deviator gerilmeye veya serbest basınç direncine tekabül eden deformasyonun yarısı(ϵ_{50}) belirlenir. Böyle bir yük deformasyon eğrisinin mevcut olmadığı problemlerde Skempton (1951) tarafından kil cinsine bağlı olarak önerilen aşağıdaki ϵ_{50} değerleri kullanılır.

TABLO 2.1 Temsili ϵ_{50} Değerleri

<u>Kil Cinsi</u>	<u>ϵ_{50}</u>
Fisürlü veya Sert Kil	0.005
Yumuşak kil	0.02
Diğer killler	0.01

- 2) Gerilme - deformasyon eğrisindeki ϵ_{50} deformasyonuna tekabül eden kazık yerdeğiştirmesi y_c (y_{50}) ise,

$$y_c = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot B \quad (2.73)$$

eşitliğinden hesaplanır.

3) $0 < p/p_u < 1$ aralığında (2.74) eşitliğiyle verilen boyutsuz kübik eğri çizilir.

$$p / p_u = 0.5 (y / y_c)^{1/3} \quad (2.74)$$

4) $p/p_u = 1$ değerinde kübik eğri apsis eksenine paralel bir doğruyla birleştirilir. Bu şekilde elde edilen normalize edilmiş p-y eğrisinin koordinatları aşağıda özetlenmiştir

p/p_u	y/y_c
0	0
0.5	1.0
0.72	3.0
1.00	8.00
1.00	∞

Kilin tekrarlı yüklenmesiyle statik p-y eğrisindeki bozulma Şekil 2.23 (b) de görülmektedir. (d) noktasına kadar eğri, statik p-y eğrisini takip etmektedir. Bu noktada tekrarlı yükleme için nihai zemin direncine erişildiği kabul edilmektedir. Kazık yerdeğiştirmesinin artması ve zemin yüzüne yaklaşılmalarıyla zemin reaksiyonlarında büyük azalma olmaktadır. Zemin yüzündeki kazık yerdeğiştirmesinin $y = 15y_c$ değerine erişmesiyle zemin reaksiyonu $p=0$ değerini almaktadır. Zemin yüzüyle $z < z_r$ arasındaki noktalarda $y > 15y_c$ değeri için

(2.75) eşitliğiyle verilen plastik zemin reaksiyonunun mobilize olacağı kabul edilmektedir.

$$p/p_u = 0.72 \ z/z_r \quad (2.75)$$

Böylece elde edilen eğrinin koordinatları aşağıda özetlenmiştir:

$z > z_r$		$z < z_r$	
p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	$0.72z/z_r$	15.0
		$0.72z/z_r$	∞

2.3.3 Yeraltı Su Seviyesinin Altındaki Sert Killer için p-y Eğrileri

Reese, Cox and Koop (1975), sert kilden oluşan bir arazide yaptıkları deneyler sonucunda seçilen herhangi bir H derinliği için, aşağıdaki prosedürü kullanarak p-y eğrisini elde etmişlerdir. Yeraltı su seviyesi altındaki killerde statik yükleme durumu için önerilen p-y eğrisi Şekil 2.24 (a) da verilmiştir.

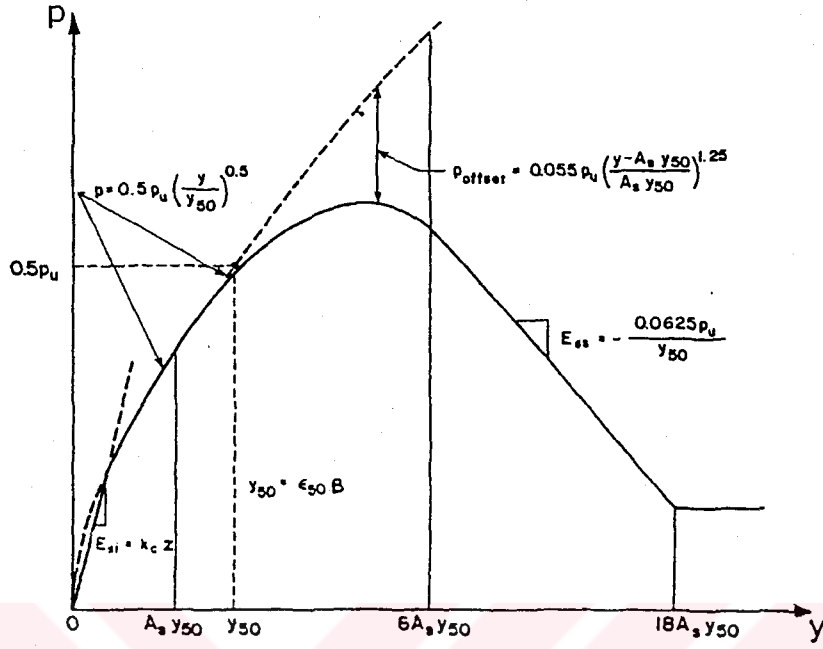
1. Zemin yüzü ve seçilen H derinliği arasında, c drenajsız zemin kayma mukavemeti (kohezyon), γ_A su altındaki birim hacim ağırlığı ve B kazık çapı belirlenir.
2. H derinliği boyunca, c_a , ortalama drenajsız kayma mukavemeti hesaplanır.
3. Aşağıdaki denklemlerin vereceği en küçük değer kullanılarak her birim kazık boyu için oluşan nihai zemin direnci hesaplanır.

$$p_{ct} = 2c_a \cdot B + \gamma_A \cdot B \cdot H + 2.83 \cdot c_a \cdot H \quad (2.75)$$

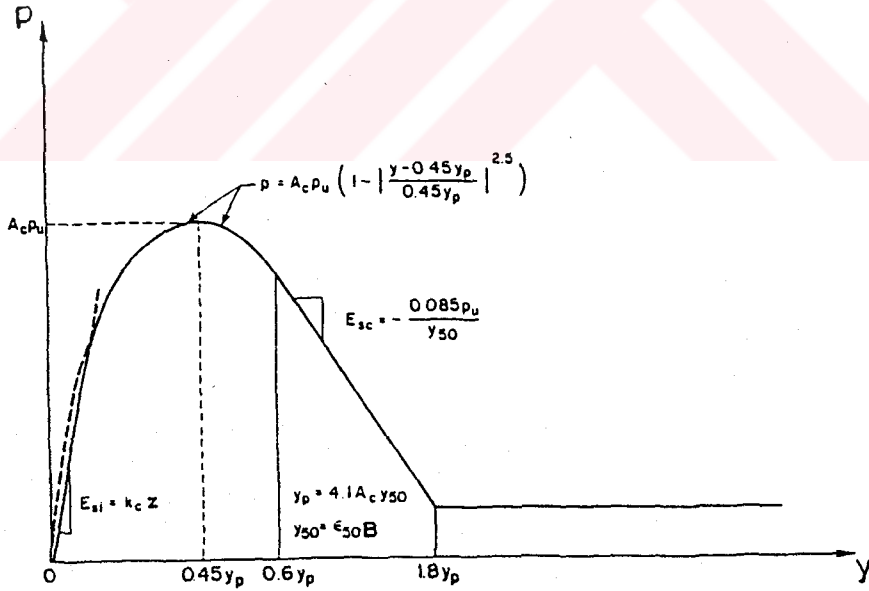
$$p_{cd} = 11 \cdot c \cdot B \quad (2.76)$$

4. Şekil 2.25 den H derinliği için boyutsuz A katsayısı seçilir. Burada $A = (p_u)_s / p_c$ olup, statik yükleme için teorik ve deneysel nihai zemin reaksiyonlarının uyumunu sağlayan amprik bir katsayıdır.
5. p-y eğrisinin başlangıçtaki doğrusal kısmı $p = (k \cdot z) \cdot y$ eşitliğiyle teşkil edilir.

Sert killler için Reese, Cox and Koop (1975) tarafından tavsiye edilen k değerleri Tablo 2.2 de verilmiştir. Bu tablodaki ortalama drenajsız kayma mukavemeti değerleri 5B lik kazık boyu için hesaplanmalıdır.

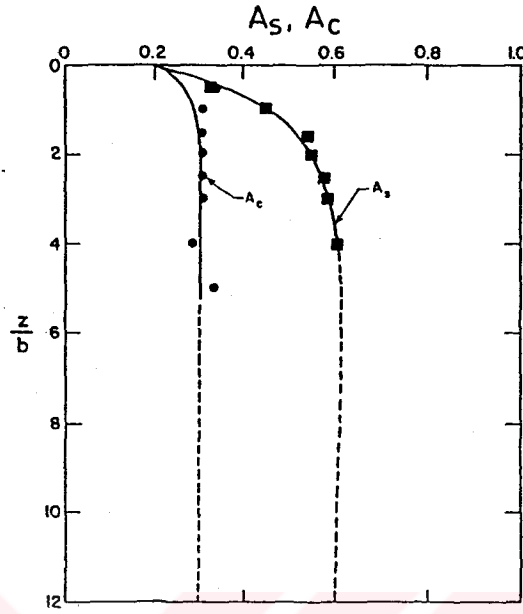


a) Statik Yükleme



b) Tekrarlı Yükleme

Şekil 2.24 Yeraltı Su Seviyesi Altındaki Sert Killer için p - y Eğrileri (Reese, Cox & Koop, 1975).



Şekil 2.25 Boyutsuz A_s ve A_c Katsayılarının Boyutsuz Derinlikle Değişimi.

TABLO 2.2 Sert Killer için Tavsiye Edilen k Değerleri,
(Reese, Cox & Koop, 1975)

	Ortalama Drenajsız Kohezyon (kN / m ²)		
	50-100	100-200	200-400
k_s (statik yükleme) [MN/m ³]	135	270	540
k_c (tekrarlı yükleme) [MN/m ³]	54	108	216

6. Laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen veya laboratuvar deneylerinin olmaması halinde de aşağıda verilen Tablo 2.3 den , ortalama c_u değerine bağlı olarak seçilen ϵ_{50} değerini kullanarak; aşağıdaki bağıntıdan y_c kazık yerdeğiştirmesi hesaplanır.

$$y_c = \epsilon_{50} . B \quad (2.77)$$

TABLO 2.3 Su Altındaki Sert Killer için ϵ_{50} Değerleri,
(Reese, Cox & Koop, 1975)

Ortalama Drenajsız Kohezyon (kN/m ²)	ϵ_{50} (cm/cm)
50-100	0.007
100-200	0.005
200-400	0.004

7. p-y eğrisinin birinci parabolik kısmı (2.78) eşitliğinden hesaplanır.

$$p = 0.5 p_c (y/y_c)^{0.5} \quad (2.78)$$

8. p-y eğrisinin ikinci parabolik bölümü (2.79) eşitliğinden hesaplanır.

$$p = 0.5 p_c (y/y_c)^{0.5} - 0.055 p_c [(y - A_s . y_c) / (A_s . y_c)]^{1.25} \quad (2.79)$$

$$A_s . y_c < y < 6A_s . y_c$$

9. p-y eğrisinin ikinci doğrusal kısmı da aşağıdaki denklemle hesaplanır.

$$p = 0.5p_c (6A_s)^{0.5} - 0.411.p_c - (0.0625/y_c).p_c (y - 6A_s.y_c) \quad (2.80)$$

$$6A_s.y_c < y < 18A_s.y_c$$

10. p-y eğrisinin son doğrusal kısmı ise (2.81) eşitliğiyle oluşturulur.

$$p = 0.5p_c (6A_s)^{0.5} - 0.411.p_c - 0.75.p_c.A_s \quad (2.81)$$

$$18A_s.y_c < y$$

Böylece Şekil 2.24 a'da verilen p-y eğrisi teşkil edilmiş olur.

Yukarıdaki prosedür, $p=(kz)y$ doğrusu ile Denklem (2.78) de verilen parabol arasında bir kesişme olduğu farz edilerek takip edilmelidir. Eğer $p=(kz)y$ doğrusu ile, p-y eğrisini oluşturan diğer denklemler arasında bir kesişme noktası sağlanamazsa, herhangi bir y değeri için en küçük p değerini veren denklem kullanılmalıdır.

Su altındaki sert killerde, tekrarlı yükleme durumu için önerilen p-y eğrisi Şekil 2.24 (b)'de verilmiştir. Seçilen $z=H$ derinliği için p-y eğrisi aşağıdaki adımlarla çizilir.

1) 1,2,3,5 ve 6.adımlar statik yüklemeye olduğu gibidir.

- 4) Şekil 2.25'den H derinliği için boyutsuz A_c değeri seçilir ve y_p değeri aşağıdaki eşitlikten hesaplanır.

$$y_p = 4,1 \cdot A_c \cdot y_c \quad (2.82)$$

- 7) p-y eğrisinin parabolik kısmı aşağıdaki eşitlikle teşkil edilir.

$$p = A_c \cdot p_c \left[1 - \left| (y - 0,45 y_p) / 0,45 y_p \right|^{2,5} \right] \quad (2.83)$$

Bu eşitlikte $y < 0,6 y_p$ dir.

- 8) p-y eğrisinin ikinci doğrusal kısmı 2.84 eşitliğiyle belirlenir.

$$p = 0,936 \cdot A_c \cdot p_c - (0,085 / y_c) \cdot p_c \cdot (y - 0,6 y_p) \quad (2.84)$$

$$0,6 y_p < y < 1,8 y_p$$

- 9) p-y eğrisinin nihai doğrusal kısmı (2.85) eşitliğiyle teşkil edilir.

$$p = 0,936 \cdot A_c \cdot p_c - (0,102 / y_c) \cdot p_c \cdot y_p \quad (2.85)$$

$$1,8 y_p < y$$

Böylece Şekil 2.24 (b) de verilen p-y eğrisi seçilen $z=H$ derinliği için tamamlanmış olur . Eğer $p=(kz)y$ doğrusu ile

Denklem 2.83 de verilen parabol arasında bir kesişme sağlanamazsa, herhangi bir noktadaki y değeri için en küçük p değerini verecek denklem kullanılmalıdır.

2.3.4 Yeraltı Su Seviyesi Üzerindeki Sert Killer için p-y Eğrileri

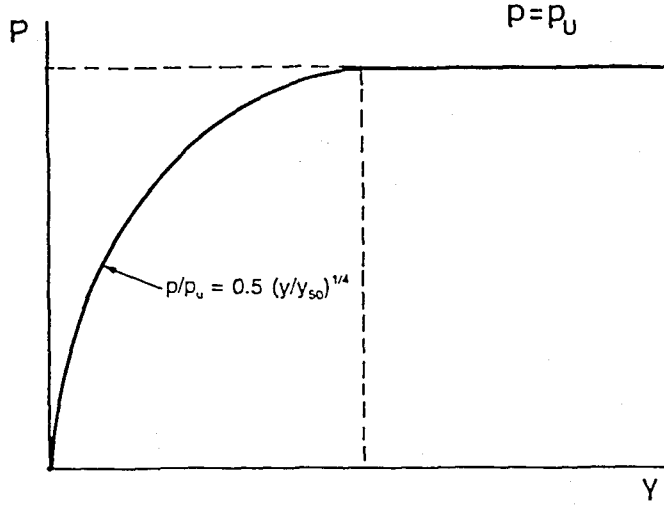
Houston'da arazide yapılan enstrümanlı yatay yükleme deneylerinin sonuçları Welch ve Reese (1972) , (1975) tarafından detaylı bir şekilde tartışılmış ve aşağıda belirtilen prosedürün geliştirilmesi için kullanılmıştır. Statik yükleme durumu için önerilen p-y eğrisi Şekil 2.26 (a) da verilmiştir. p-y eğrisinin elde edilmesi için izlenecek adımlar aşağıdadır:

1) Zeminin drenajsız kayma mukavemeti (kohezyon) c_u , birim hacim ağırlığı ile kazık çapı (B),belirlenir. Laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilmiş bir gerilme-şekildeğiştirme eğrisi mevcut ise bu eğriden ϵ_{s0} değeri bulunur. Eğer laboratuvar da elde edilmiş böyle bir eğri mevcut değilse, ϵ_{s0} değeri için Tablo 2.1' de verilen 0.010 veya 0.005 değeri kullanılır. Büyük olan değer daha muhafazakardır.

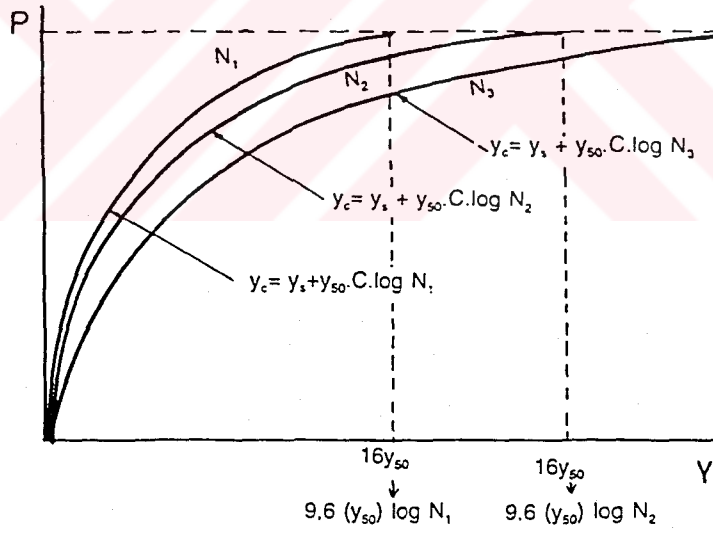
2) Aşağıdaki denklemlerin verdiği en düşük değerle her birim boy kazık için oluşacak nihai zemin reaksiyonu bulunur.

$$p_u = [3 + \gamma' / c \cdot z + J / B \cdot z] \cdot c \cdot B \quad (2.86)$$

$$p_u = 9 \cdot c \cdot B \quad (2.87)$$



a) Statik Yükleme



b) Tekrarlı Yükleme

Şekil 2.26 Yeraltı Su Seviyesi Üstündeki Sert Killer için
p-y Eğrileri

Denklem (2.86) yı kullanırken, c kayma mukavemeti olarak, zemin yüzeyinden istenilen derinliğe kadar olan ortalama değer ve $J=0.5$ değeri kabul edilir.

- 3) Denklem (2.73)'den nihai zemin reaksiyonunun yarısında oluşan deplasman (y_c) veya (y_{50}) hesaplanır.
- 4) Aşağıdaki bağıntı kullanılarak p-y eğrisini oluşturan noktalar hesaplanır.

$$p/p_u = 0.5 [y/y_{50}]^{1/4} \quad (2.88)$$

- 5) y nin $16y_{50}$ değerinden daha büyük değerleri için p değeri p_u değerine eşittir.

Yeraltı su seviyesi üstündeki sert killerde, tekrarlı yükleme durumu için önerilen p-y eğrisi Şekil 2.26(b) de verilmiş olup bu eğrinin elde edilmesinde izlenecek prosedür aşağıdadır.

- 1) Daha önce statik yükleme için verilen prosedüre uygun olarak p-y eğrisi oluşturulur.
- 2) Yatay dizayn yükünün kazığa kaç kere tatbik edileceği belirlenir.
- 3) Laboratuvar deneyleri sonucunda geliştirilen ilişkilerden yararlanılarak bulunan (Welch & Reese, 1972) ve tekrarlı yüklemenin deformasyon üzerindeki etkisini gösteren bir

parametre olan C değeri, bir kaç p/p_u değeri için elde edilir. Deney sonuçlarının olmadığı durumlarda ise aşağıdaki denklemden hesaplanır,

$$C = 9,6 (p/p_u)^4 \quad (2.90)$$

- 4) 3. adımda seçilmiş p/p_u değerine karşılık gelen p değerinde, aşağıdaki denklemi kullanarak tekrarlı yükleme için yeni y değerleri hesaplanır.

$$y_c = y_s + y_{s0} \cdot C \cdot \log N \quad (2.91)$$

Bu bağıntıda ;

$y_c = N$, tekrarlı yükleme altında oluşan deplasman,

y_s = Statik yükleme altındaki deplasman,

y_{s0} = Statik yükleme durumunda, nihai zemin reaksiyonun yarısında oluşan deplasman,

N = Yük tatbikinin tekrar sayısı.

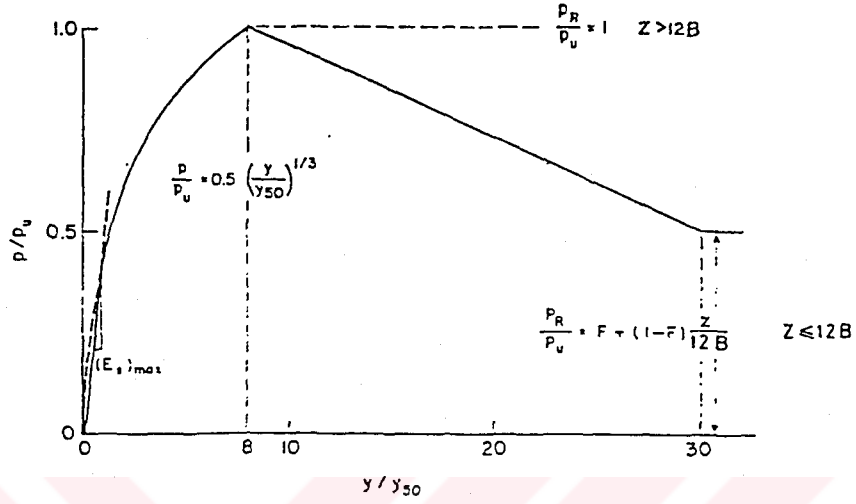
- 5) $p-y$ eğrisi , N tekrarlı yükten sonraki zemin tepkisini gösterir.

2.3.5 Birleştirilmiş Metodla Yeraltı Su Seviyesi Altındaki Killer için p-y Eğrileri

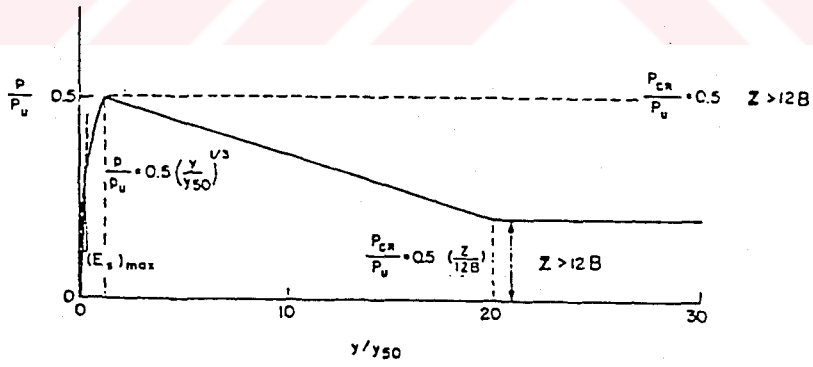
Daha önceki bölümlerde yumuşak killer ve sert killer için kullanılan kriterlerde, drenajsız kayma mukavemetinin ne ölçüde kullanılacağı hakkında bir tavsiyede bulunulmamıştır. Sullivan et al (1980) yaptıkları çalışmalarda, 1970 yılında Matlock tarafından yumuşak killerde (Sabine) yapılan deneylerden, 1975 yılında Reese, Cox & Koop tarafından sert kullanarak, yeni bir p-y prosedürü önermiş ve bu prosedürün her iki arazi deneyinin sonuçlarıyla uyum içinde olduğunu göstermişlerdir. Ancak bu prosedürün elde edilmesinde kullanılan denklemlerdeki uygun parametrelerin seçiminde mühendisin bazı hükümlerde bulunması gerekmektedir.

Birleştirilmiş metod ile statik yükleme durumu için önerilen p-y eğrisi Şekil 2.27a da verilmiştir. Eğrinin elde edilmesi için izlenecek adımlar aşağıdadır,

- 1) Drenajsız kayma mukavemeti (c), su altındaki birim hacim ağırlığı ve kazık çapı B ile gerilme-birim deformasyon eğrilerinden e_{s0} değeri elde edilir.
- 2) $z < 12B$ değeri için, averaj drenajsız kayma mukavemeti, c_a ile averaj efektif birim hacim ağırlığı γ' hesaplanır.
- 3) p_u değerleri hesaplanır :
 - a) $x < 12B$ değerleri için p_u olarak aşağıdaki denklemlerden küçük olanı kabul edilir.



a) Statik Yükleme



b) Tekrarlı Yükleme

Şekil 2.27 Birleştirilmiş Metod için p - y Eğrileri
(Sullivan et al (1980))

$$p_u = [2 + \gamma' z / c_a + 0,833 \cdot z / B] \cdot c_a \cdot B \quad (2.92)$$

$$p_u = [3 + 0,5 \cdot z / B] \cdot c_a \cdot B \quad (2.93)$$

b) $x > 12B$ için,

$$p_u = 9 \cdot c \cdot B \quad (2.94)$$

Aşağıdaki kademeler belirli bir z derinliği içindir.

4) Tablo 2.4'den yararlanılarak A ve F katsayıları seçilir.

A ve F katsayıları Sabine ve Manor'daki yükleme deneylerinden amprik olarak elde edilmiştir.

TABLO 2.4 Birleştirilmiş Kriteriya için Eğri Parametreleri

<u>Kil Tanımı</u>	<u>A</u>	<u>F</u>
Sabine Nehri	2,5	1,0
inorganik, Örselenmemiş		
$c=15$ kpa, $e_{50}=0.7$ % ,		
OR=1, $S_t=2$, WL=92, PI=688, LI=1		
Manor	0,35	0,5
inorganik, Çok fisürlü(çatlaklı)		
$c=115$ kpa, $e_{50}=0.5$ % ,		
OR>10, $S_t=1$, WL=77, PI=60, LI=0,2		

Çeşitli killeri için A ve F'yi tahmin edebilmek için tavsiye edilen prosedür :

a) Killerin aşağıda verilen özelliklerinden olabildiğince çoğu elde edilir.

c = Drenajsız kayma mukavemeti

OR= Aşırı konsolidasyon oranı

S_t = Hassaslık

PI= Plastisite indisi

wL= Likit limit

LI= Likit indisi

e_{so} ve çatlak (fisür) olma derecesi vs.

b) Tablo 2.4'de verilen Sabine ve Manor killeri ile p-y eğrileri bulunmak istenen zeminin özellikleri karşılaştırılır.

c) Eğer özellikleri Sabine veya Manor kilinin özelliklerine uyuyorsa o kil için verilen A ve F değerleri kullanılır.

d) Eğer özellikler her ikisiyle benzer değilse, o zaman mühendis Tablo 2.4'ü kullanarak A ve F hakkında bir hükme varmalıdır.

5) Zemin modülünün maksimum değerini temsil eden $(E_s)_{max}$ parametresi, eğer uygulanabilecek başka bir metod yoksa aşağıda verilen ;

$$(E_s)_{\max} = k \cdot z$$

(2.95)

denklemini ile hesaplanır.

k değeri için önerilen temsili k değerleri Tablo 2.5'de verilmiştir.

TABLO 2.5 Birleştirilmiş Kriter için Önerilen Temsili k Değerleri (Sullivan et al, 1980)

<u>Drenajsız kohezyon c_u(kpa)</u>	<u>k (MN/m³)</u>
12-25	8
25-50	27
50-100	80
100-200	270
200-400	800

6) Nihai zemin reaksiyonunun yarısında oluşan deplasman değeri (y_{50}), aşağıdaki denklem (2.98) ile hesaplanır.

$$y_{50} = A \cdot \epsilon_{50} \cdot B$$

(2.96)

Birleştirilmiş kriter için önerilen temsili ϵ_{50} değerleri aşağıdaki Tablo 2.6'da verilmiştir.

TABLO 2.6 Birleştirilmiş Kriter için Önerilen Temsili e_{50} Değerleri (Sullivan et al,1980)

<u>Drenajsız kohezyon c_u(kpa)</u>	<u>e_{50}</u>
12-25	0,02
25-50	0,01
50-100	0,007
100-200	0,005
200-400	0,004

7) Aşağıdaki Denklem (2.97) kullanılarak eğrinin ilk düz kısmı ile eğri kısmının kesişme noktasına tekabül eden deplasman değeri (y_g) hesaplanır.

$$y_g = \left[0,5 \cdot p_u / (E_s)_{\max} \right]^{1,5} \cdot (y_{50})^{-0,5} \quad (2.97)$$

y_g değeri $8y_{50}$ değerinden büyük olamaz.

8) p , zemin reaksiyonu aşağıda verilen denklemlerle hesaplanır.

a) $0 < y < y_g$ için

$$p = (E_s)_{\max} \cdot y \quad (2.98)$$

b) $y_g < y < 8y_{50}$ için

$$p=0,5 \cdot p_u \cdot (y/y_{50})^{1/3} \quad (2.99)$$

c) $8y_{50} < y < 30y_{50}$ için

$$p=p_u + [(p_R - p_u)/22 \cdot y_{50}] \cdot (y - 8y_{50}) \quad (2.100)$$

Bu denklemde p_R ,

$$p_R = p_u [F + (1-F) \cdot z/12B] \quad (2.101)$$

ifadesi ile hesaplanır. p_R 'nin değeri p_u ya eşit veya küçüktür.

d) $y > 30y_{50}$ için ise

$$p=p_R \quad (2.102)$$

Tekrarlı yükleme durumu için önerilen p - y eğrisi ise Şekil 2.27(b) de verilmiştir. Eğrinin elde edilmesinde aşağıdaki prosedür izlenir.

- 1) Statik yükleme durumundaki 1 den 8a'ya kadarki adımlar tekrar edilir.
- 2) Aşağıdaki denklemle P_{CR} değeri hesaplanır.

$$P_{CR} = 0,5 \cdot p_u \cdot z/12B < 0,5 \cdot p_u \quad (2.103)$$

3) p, zemin reaksiyonu değeri ,

a) $y_g < y < y_{50}$ için

$$p = 0,5 \cdot p_u \cdot (y/y_{50})^{1/3} \quad (2.104)$$

b) $y_{50} < y < 20y_{50}$ için

$$p = 0,5 \cdot p_u + (p_{cR} - 0,5 \cdot p_u) / (19 \cdot y_{50}) \cdot (y - y_{50}) \quad (2.105)$$

c) $y > 20y_{50}$ için

$$p = p_{cR} \quad (2.106)$$

denklemleri ile hesaplanır.

Yukarıda statik ve tekrarlı yükleme durumları için verilen prosedürlerde Denklem (2.98) ile (2.99) daki eğrilerin kesiştiği kabul edilmiştir. Eğer bu kesişme sağlanamıyorsa, p-y eğrisini Denklem (2.98)'in statik yüklemede Denklem (2.100) ve (2.102), tekrarlı yükleme durumunda ise Denklem (2.105) ve (2.106)'nın belirlediği eğrilerin kesişmesi ile belirlenir.

2.3.6 Su Altındaki Sert Killer için Önerilen Yeni p-y Kriteri

Gazioğlu ve O'Neill 1984 yılında kohezyonlu zeminlerde yaptıkları çalışmada Reese ve arkadaşlarının 1975 yılında çıkardıkları p-y kriteriyasında bazı belirsizlikler analiz

etmişlerdir. Bunun nedeninin ise konu edilen p-y kriteriyasını oluşturan deneylerin test sırasında suyu emebilecek yapıda bulunan ve böylece tekrarlı yüklemelerde çok önemli ölçüde özelliklerini yitiren şişen zeminde yapılması olduğu açıklanmıştır.

Mahar ve O'Neill'in 1983 yılında Houston'da yaptıkları arazi deneylerinin sonuçları daha sonra Dunnavant ve O'Neill (1989) tarafından analiz edilmiş ve aşağıdaki p-y prosedürü ortaya çıkarılmıştır.

Kısa vadeli statik yükleme durumu için verilen p-y eğrisi Şekil 2.28 (a) da verilmiştir.

- 1) p-y eğrisini bulmak istenen noktadan, zemin yüzeyine kadar olan kısımda ortalama drenajsız kayma mukavemeti, C_{ua} , düşey efektif gerilme σ_v ve kazık çapı B belirlenir.
- 2) Aşağıdaki Denklem (2.107) den izafi kazık zemin rijitliği hesaplanır.

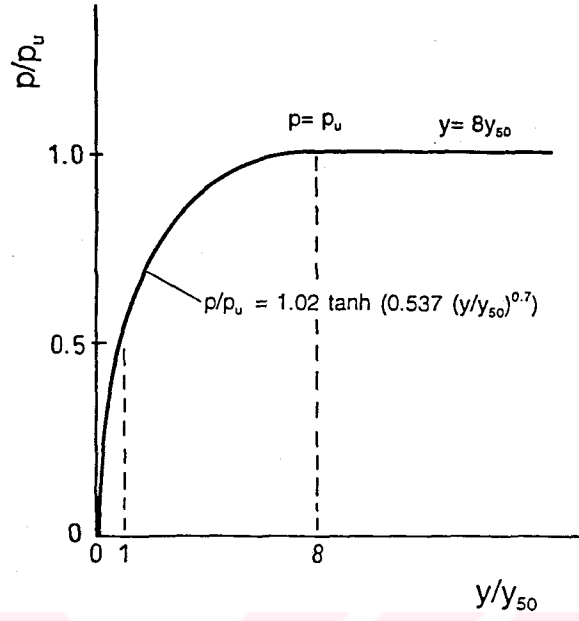
$$K_R = EI / (E_s \cdot L^4) \quad (2.107)$$

Burada,

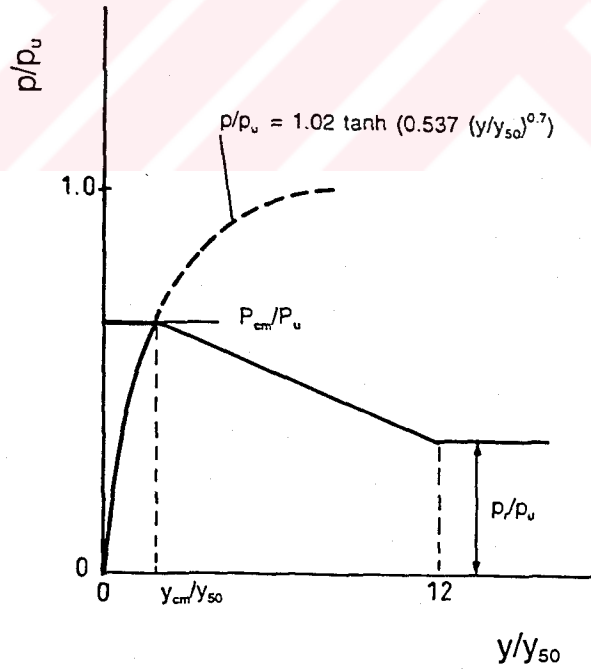
EI = kazığın eğilme rijitliği

E_s = zemin modülü

L = kazık boyudur.



a) Statik Yükleme



b) Tekrarlı Yükleme

Şekil 2.28 Su Altındaki Sert Killer için Önerilen Yeni
p-y Kriteri (Dunnavant & O'Neill (1989))

- 3) Aşağıdaki denklemden maksimum zemin reaksiyonunun yarısında oluşan y_{50} deplasmanı hesaplanır.

$$y_{50} = 0,0063 \cdot \epsilon_{50} \cdot B \cdot K_R^{-0,875} \quad (2.108)$$

- 4) Aşağıdaki denklemden nihai zemin reaksiyonu hesaplanır.

$$p_u = N_p \cdot C_u \cdot B \quad (2.109)$$

Burada,

$$N_p = 2 + \sigma_v / C_{ua} + 0,4 \cdot z/B < 9 \quad (2.110)$$

- 5) $y < 8y_{50}$ değerleri için zemin reaksiyonu ,

$$p = 1,02 \cdot p_u \cdot \tanh[0,537 \cdot (y/y_{50})^{0,70}] \quad (2.111)$$

eşitliği ile hesaplanır.

$y > 8y_{50}$ değerleri için ise:

$$p = p_u \quad (2.112)$$

alınır.

Tekrarlı yükleme durumu için verilen p-y eğrisi Şekil 2.28(b) de gösterilmiş olup , eğriyi elde etmek için izlenecek prosedür aşağıda verilmiştir.

- 1) $y < y_{50}$ değerleri için statik yükleme durumunda verilen Denklem (2.111)'i kullanarak p-y eğrisi oluşturulur.
- 2) Aşağıdaki bağıntıdan yararlanarak N sayıdaki yüklemeden sonra oluşan N_{cm} hesaplanır.

$$[N_{cm}/N_p]_N = 1 - [0,45 - 0,18 \cdot z/z_0] \log N < 1 \quad (2.113)$$

Bu denklemde z metre cinsinden olup, $z_0 = 1m$.dir.

- 3) Tekrarlı yüklemede oluşan zemin reaksiyonu ise ;

$$p_{cm} = N_{cm} \cdot C_u \cdot B \quad (2.114)$$

denklemini ile hesaplanır.

- 4) Aşağıdaki Denklem (2.115) ' den $y = 12y_{50}$ noktasından itibaren , N tekrarlı yk sonucunda oluşan nihai zemin reaksiyonu hesaplanır.

$$[p_R/p_{cm}]_N = 1 - (0,25 - 0,007 \cdot z/z_0) \log N < 1 \quad (2.115)$$

- 5) $y_{50} < y < 12y_{50}$ noktaları arasında zemin reaksiyonu ise aşağıdaki denklemden hesaplanır.

$$p = p_{cm} - [(p_{cm} - p_R) \cdot (y - y_{50}) / 11 \cdot y_{50}] \quad (2.116)$$

Bu eşitlikte;

$$p_{cm} = 0,5005 \cdot p_u \text{ 'dur.} \quad (2.117)$$

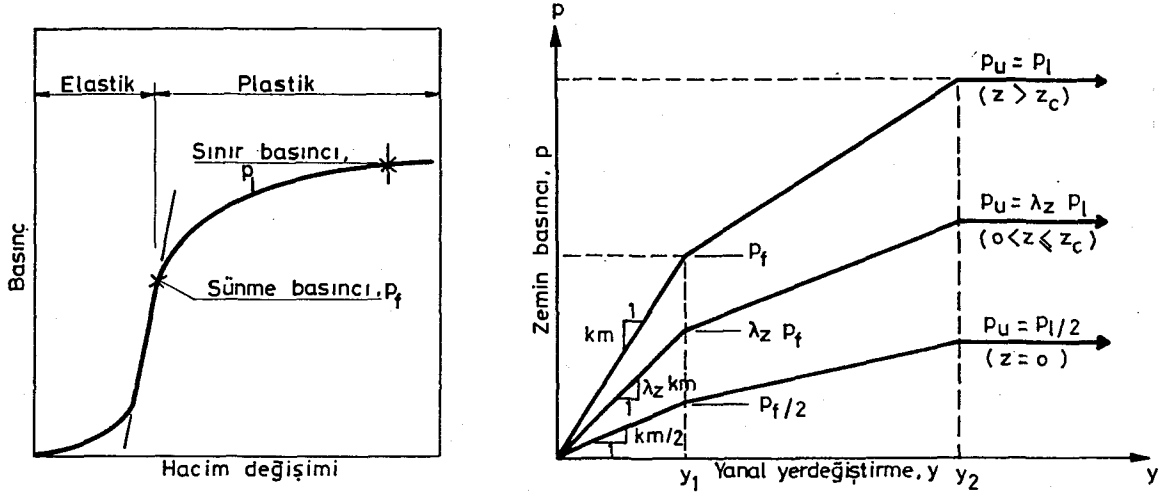
idilgil ve Durgunoğlu (1992) yapmış oldukları çalışmada, O'Neill ve Dunnivant (1989) kriteriyasını Reese ve arkadaşlarının (1975) sert killer için verdikleri kriteriya ile karşılaştırmışlardır. Bu kriteryanın , 1975 deki kriteriyadan daha değişik bir kazık başı davranışı içerdiği ve bu özellikleri ile büyük çaplı kazıkların davranışlarının incelenmesinde iyi uyum sağladığı belirtilmiştir.

2.3.7 Presyometre Deneyi Sonuçlarından p-y Eğrilerinin Elde Edilmesi

Presyometre deneyinin sonuçlarından yararlanarak p-y eğrilerinin elde edilmesi pek çok araştırmacı tarafından incelenmiş ve çeşitli yöntemler geliştirilmiştir (Briaud et al, 1984). Bu yöntemlerden yaygın olarak kullanılan biri Baguelin et al (1978) tarafından önerilmiş olup aşağıda kısaca anlatılmıştır.

Presyometre deneyi sonucunda Şekil 2.29 a' da gösterilene benzer bir eğri elde edilir. Bu eğrinin ilk kısmı, basınç ile hacim değişimi arasındaki lineer ilişkiyi temsil eder.

Basıncın, p_r (sünme basıncı) değerine ulaşması ile bu ilişki lineer olmaktan çıkarak zeminin plastik şekil değiştirme yaptığını gösterir. Basınç , p_L (sınır basıncı) değerine ulaştıktan sonra da basınç artmaksızın hacimdeki değişim hızla artar. Dolayısıyla, p_L zeminin taşıma gücüne ulaştığı değerini temsil eder ($p_u = p_L$).



a) Basınç / Hacim Değişimi

b) Modellemede Kullanılan p-y Eğrisi

Şekil 2.29 Presyometre Deneyinden Zemin Reaksiyonu Değerlerinin Elde Edilmesi (Baguelin et al, 1978)

Baguelin et al (1978) Şekil 2.29 b'de yukarıda anlatılan iki kademe yüklemeyi temsil eden eğrileri vermiştir. En yukarıdaki eğri kritik derinlik z_c den daha aşağıdaki bölgeler için kullanılır. En aşağıdaki eğri ise, zemin yüzeyindeki ($z=0$) p-y eğrisi olup kabarmadan dolayı yapılması gereken azaltma çarpanını ($\lambda_z=0.5$) içerir. $0 < z < z_c$ arasında ise derinliğe bağlı olarak Denklem (3.30)' dan hesaplanan azaltma katsayısı (λ_z) ile çarpılmış ortadaki eğri kullanılmalıdır. Yatak katsayısı, k_m ise Bölüm (3.1.3) de verilen Denklem (3.28) yada Denklem (3.29) dan hesaplanır. p-y yöntemi, zeminin elasto-plastik davranışını göz önünde bulundurması, kazık-zemin deformasyonları arasında uyum

sağlaması, üst yapıdan kazığın aktarılan tesirleri tam olarak dikkate alması sebebiyle son yıllarda yatay yükler altındaki kazıkların analizinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla beraber, p-y analiziyle elde edilen çözümlerin hassaslığı, p-y eğrilerinin doğru olarak tahmin edilmesine bağlıdır. Kazık boyunca hesaplanan eğilme momentleri p-y eğrilerindeki değişikliklerden fazla etkilenmezken, kazık yer değiştirmeleri için aynı şeyleri söylemek mümkün değildir (Hoeg, 1976). Her kazık-zemin sistemi için farklı zemin reaksiyonu-kazık yerdeğiştirmesi (p-y) eğrisi beklenirken, bu bölümde verilen ve API (Amerikan Petrol Enstitüsü) tarafından benimsenen p-y kriterleri Texas, Austin Üniversitesindeki bir grup araştırmacının yaptığı arazi deneylerine dayanmaktadır. Bu nedenle p-y kriterlerinin kullanılmasında dikkatli davranılmalıdır. Ayrıca Winkler-modelinin zemini, birbirinden bağımsız hareket eden bir takım yaylardan ibaret bir ortam olarak kabul etmesi bazen yanlış sonuçlar veren bir basitleştirme olarak karşımıza çıkmaktadır (Hain & Lee, 1974).

BÖLÜM 3

YATAY YATAK KATSAYISI BELİRLEME YÖNTEMLERİ

Yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimini veren çeşitli ampirik ve yarı ampirik ilişkiler birçok araştırmacı tarafından önerilmiştir. Bu araştırmacılar yatay yatak katsayılarının bulunmasında, standart penetrasyon deneyi (SPT), presyometre deneyi (PMT), plaka yükleme deneyi, konsolidasyon deneyi, tek ve üç eksenli basınç deneyi gibi çeşitli arazi ve labarotuvan ölçüm tekniklerinden kolayca elde edilebilen zemin parametrelerini kullanmışlardır.

Hesaplarda yatay yatak katsayısının rolü çok önemli olmasına rağmen, çeşitli kaynaklarda verilen tablo, abak ve formüllerden elde edilen değerler geniş bir aralıkta olabilmektedir.

Kazıkların yatay yükler altındaki davranışının hesabında lineer-elastik çözümleme yöntemleri yaygın olarak kullanıldığından, lineer-elastik yatay yatak katsayılarının belirlenmesi birçok araştırmacı tarafından incelenmiş ve çeşitli yöntemler geliştirilmiştir.

3.1 Zemin Elastisite Modülünden Yatay Yatak Katsayısının Belirlenmesi

Zemin elastisite (gerilme-şekil değiştirme) modülü, E_s , yatak katsayısının belirlenmesinde kullanılan en önemli parametrelerden biridir. Yatay yatak katsayısının hesaplanmasında kullanılan zemin elastisite modülü değerleri çeşitli arazi ve laboratuvar deneylerinden dolaylı olarak elde edilebilir.

1. Üç eksenli basınç deneyinde, maksimum deviator gerilmenin 0 ile 0.25 - 0.50 değerleri arasındaki teğet modülü, veya ilk teğet modülü E_s değerinin hesaplanmasında kullanılabilir.
2. Presyometre deneylerinden E_s elde edilebilir.

$$E_s = E_m / \alpha \quad (3.1)$$

E_m , Presyometre (deformasyon) modülü olup;

$\alpha=1- 1/4$ arasında değişen yapı katsayısıdır. (Baguelin (1978) Bölüm 3.1.3 Tablo 3.7)

3. Standart penetrasyon deneyinden elde edilen darbe sayısı (N) değerlerine bağlı olarak, Yoshida & Yoshinaka (1972)

$$E_s = 650 N \text{ (kPa)} \quad (3.2)$$

bağıntısını önermişlerdir. Bu bağıntıdan hesaplanan değerlerin maksimum hatası % 100 olup , ortalama hata + - % 20 mertebesinde dir. Diğer araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar Tablo 3.1'de verilmiştir (Bowles 1989).

4. Konsolidasyon deneyinden elde edilen hacimsal sıkışma katsayısı (m_v) değerleri kullanılarak E_s elde edilebilir (Francis 1964).

$$E_s = 3(1-2\mu)/m_v \quad (3.3)$$

μ , zeminin poisson oranı olup, çeşitli zeminler için poisson oranı değişim aralığı Tablo 3.3 ' de verilmiştir.

5. Koni penetrasyon (CPT) deneylerinden elde edilen, koni direnci (q_c) değerleri kullanılarak,

$$E_s = C.q_c \quad (3.4)$$

genel formülü ile E_s elde edilebilir. C değerleri zemin tiplerine göre 1 ile 30 arasında değişmekte olup, Tablo 3.1 'de verilmiştir (Bowles 1989).

Yukarıda belirtilen yöntemlerden başka tek eksenli basınç ve plaka yükleme deneylerinin sonuçlarından da yararlanılarak E_s değerleri hesaplanabilir.

Tablo 3.1 Çeşitli Deney Metodları ile Gerilme-Şekil Değiştirme Modülü (E_s) için, Önerilen ifadeler : (Bowles, 1989) (E_s ve q_c değerleri kpa dır)

Zemin Türü	SPT	CPT
Kum (normal konsolide)	$E_s = 500(N+15)$ $E_s = (15000-20000) \ln N$ $E_s = (35000-50000) \log N$	$E_s = 2-4q_c$ $E_s = (1+D^2 r) q_c$
Kum (su altında)	$E_s = 250(N+15)$	
Zemin Türü	SPT	CPT
Kum (aşırı konsolide)	$E_s = 18000 + 750N$ $E_s(AK) = E_s(NK) \cdot (AKO)^{1/2}$	$E_s = 6-30q_c$
Çakıllı Kum ve Çakıl	$E_s = 1200(N+6)$ $E_s = 600(N+6) \quad N \leq 15$ $E_s = 600(N+6) + 2000 \quad N > 15$	
Killi Kum	$E_s = 320(N+15)$	$E_s = 3-6q_c$
Siltli Kum	$E_s = 300(N+6)$	$E_s = 1-2q_c$
Yumuşak Kil	—	$E_s = 3-8q_c$
Drenajsız kayma mukavemeti, su kullanılarak su'nun biriminde		
Kil	$I_p > 30$ veya organik $I_p < 30$ veya katı $E_s(AK) = E_s(NK) \cdot (AKO)^{1/2}$	$E_s = 100-500 \text{ su}$ $E_s = 500-1500 \text{ su}$

Tabloda , AK = Aşırı Konsolide,
 NK = Normal Konsolide,
 AKO= Aşırı Konsolide Oranı,
 I_p = Plastisite indisi, olarak tanımlanmıştır.

Çeşitli zemin türleri için tipik gerilme-şekil değiştirme modülü (E_s), değerleri değişim aralıkları Tablo 3.2 'de verilmiştir.

Tablo 3.2 Çeşitli Zeminlerde, Gerilme-Şekil Değiştirme Modülü, (E_s) için Verilen Tipik Değişim Aralıkları (Bowles, 1989)

Zemin Türü		E_s , (Mpa)
Kil	Çok yumuşak	2-15
	Yumuşak	5-25
	Orta	15-50
	Sert	50-100
	Kumlu	25-250
Zemin Türü		E_s , (Mpa)
Kum	Siltli	5-20
	Gevşek	10-25
	Sıkı	50-81
Kum ve Çakıl		
	Gevşek	50-150
	Sıkı	100-200
Şeyl		150-5000
Silt		2-20

Zemin elastisite (gerilme-şekil değiştirme) modülü, E_s , değerleri kullanılarak, yatay yatak katsayısının elde edilmesi amacı ile çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar aşağıda özetlenmiştir.

Glick (1948), diğer araştırmacıların elde ettiği sonuçlardan yararlanarak aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$k'_h = \frac{22.4 E_s (1-\mu)}{(1+\mu)(3-4\mu)[2\ln (2L/B)-0.443]} \quad (E_s \text{ biriminde}) \quad (3.5)$$

Burada, μ zeminin Poisson oranı olup, çeşitli zeminler için, poisson oranı, μ değişim aralığı Tablo 3.3 'de verilmiştir (Bowles, 1989) .

k'_h değerinden yatay yatak katsayısı ;

$$k_h = k'_h / B \quad (3.6)$$

bağıntısı ile hesaplanır.

Tablo 3.3 Çeşitli Zeminler için Poisson Oranı, μ
Değişim Aralığı (Bowles, 1989)

Zemin Türü	μ
Kil (su altında)	0.4-0.5
Kil (kuru)	0.1-0.3
Kumlu kil	0.2-0.3
Silt	0.3-0.35
Kum, çakıllı kum	-0.1-1.0
(genelde kullanılan)	0.3-0.4
Kaya	0.1-0.4

Terzaghi (1955), çok genel olarak aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$k_h = 0.74 \cdot E_s / B$$

(3.7)

E_s , genellikle maksimum yükün %50'sinde belirlenen sekant modülüdür.

Vesic (1961) elastik zemine oturan yüzeysel temeller için aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{(E_s \cdot B^4 / EI) \cdot E_s / (1 - \mu^2)} (E_s \text{ biriminde}) \quad (3.8)$$

Burada, B temel genişliği olup, EI temelin eğilme rijitliğidir.

Broms (1964), Vesic denklemini kullanarak, killi zeminlerdeki kazıklarda, drenajsız koşullarda aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$k_h = (0.48 - 0.90) E_s / B \quad (3.9)$$

ifadedeki daha küçük katsayılar yumuşak killerde çelik H kazıklar için, daha büyük değerler ise katı killerde ahşap kazıklar için bulunmuştur.

Francis (1964), çelik ve beton kazıklar için Glick denklemini, iterasyonla hesaplanmak üzere aşağıdaki şekilde vermiştir.

$$k'_h = \frac{19.5 E_s (1 - \mu)}{(1 + \mu)(3 - 4\mu)(8.5 - \log k'_h)} (E_s \text{ biriminde}) \quad (3.10)$$

Denklem (3.10)'dan elde edilen k'_h değerinden, yatay yatak katsayısı (k_h), Denklem (3.6) ile verilen ifade ile hesaplanır.

Poulos (1971), model kazıklar üzerinde yapmış olduğu deneyler sonucunda, yatay yatak katsayısını aşağıdaki şekilde ifade etmiştir ;

$$k_h = 0.82 E_s / B \quad (3.11)$$

DIN 4014 (1977) de yatay yatak katsayısı ;

$$k_h = E_s / B \quad (3.12)$$

yaklaşık bağıntısıyla verilmektedir.

Pyke and Beikae (1984) yapmış oldukları çalışmada, üç değişik poisson oranı için ($\mu=0, 0.33$ ve 0.5) yatay yatak katsayısı değerlerini sırasıyla 2.3 ; 2.0 ve $1.8 E_s / B$ olarak bulmuşlar ve pratik amaçlar için yatay yatak katsayısının ;

$$k_h = 2E_s / B \quad (3.13)$$

şeklinde ifade edilebileceğini önermişlerdir.

Bowles (1989), kazıklı temeller için denklem (3.8) de verilen Vesic bağıntısının iki katının kullanılmasını önermiştir. Bu durumda yatay yatak katsayısı ;

$$k_h = 2k'_s / B = 2 \cdot [0.65^{1/2} \sqrt{(E_s B^4 / EI)} \cdot E_s / (1 - \mu^2)] / B \quad (3.14)$$

ifadesi ile elde edilir.

Bowles, pratik amaçlar için ise; yatay yatak katsayısı olarak ;

$$k_h = 0.8 - 1.3 E_s / B \quad (3.15)$$

ifadesinin kullanılabileceğini önermiştir.

3.2 Zemin Taşıma Gücü Bağlıntılarından Yatay Yatak Katsayılarının Belirlenmesi

Bowles (1989) yatay veya düşey yatak katsayılarının derinlikle değişiminin tahmin edilmesi için aşağıdaki genel bağıntıyı önermektedir ;

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n \quad (3.16)$$

Burada A_s , B_s ve n önceden bilinmeyen ve her özel arazi koşulu için, yatay yükleme deneyleri sonuçları kullanılarak tersten hesaplanabilecek sabitlerdir.

Bowles (1989), düşey yatak katsayısını sürekli bir temelin taşıma gücü bağıntılarından yararlanarak

$$k_v = q_{ult} / y \quad (3.17)$$

formülü yardımı ile hesaplanabileceğini önermiştir.

Burada q_{ult} : zeminin taşıma gücü, y : düşey yerdeğiştirmedir. $y=25.4$ mm lik bir maksimum oturma için ;

$$k_v = 40 \quad q_{ult} = 40[cN_c + qN_q + 1/2 BN_\gamma] \quad (3.18)$$

Burada,

c : kohezyon (kPa),

q : sürşarj = $\gamma.z$ (kPa),

γ : zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m³),

B : Temel genişliği (m),

N_c, N_q, N_γ : taşıma gücü katsayılarıdır.

Denklem (3.16) ve (3.18)'den

$$A_s = 40(c.N_c + 1/2 B.N_\gamma) \quad (3.19)$$

$$B_s = 40(\gamma.N_q) \quad (3.20)$$

olarak bulunur.

Francis (1964), kazık cidarındaki zeminin kayma gerilmelerini de gözönüne alarak yatay yatak katsayısının düşeyin iki katı kadar alınabileceğini önermiştir. $n=1$ için ;

$$k_h = (80.c.N_c + 40.B.N_\gamma) + (80.\gamma.N_q).z \quad (3.21)$$

Denklem (3.21)'den, yada daha hassas yöntemlerden bulunacak k_h değerlerinin mertebesini kontrol etmek için Tablo 3.4 'den yararlanılabilir. Bu tablodaki değerler A_s teriminin değeri olarak anlaşılmalıdır.

Tablo 3.4 Çeşitli Zemin Türleri için Yatay Yatak Katsayısı Değişim Aralıkları (Bowles 1989)

Zemin Türü	k_h (MN/m ³)
Sıkı kumlu çakıl	220-400
Orta sıkı kaba kum	157-300
Orta kum	110-280
ince veya siltli ince kum	80-200
Katı Kil (ıslak)	60-220
Katı Kil (doğun)	30-110
Orta Katı Kil (ıslak)	39-140
Orta Katı Kil (doğun)	10-80
Yumuşak Kil	2-40

Bowles (1989) yapmış olduğu araştırmalarda k_h değerinin kazık kesit şekline de bağlı olduğunu göstermiş ve Denklem (3.16)'in kare kazıklar için kullanılmasını önermiştir. Daire kesitli kazıklar için ise aşağıdaki denklemi vermiştir.

$$k_h = s_1 A_s + s_2 B_s z^n \quad (3.22)$$

$s_1 = 1.3-1.7$, $s_2 = 2.0-4.4$ arasında değişen

sabitlerdir.

Audibert and Nyman (1977), yaptıkları birçok arazi ve laboratuvar deneyi sonuçlarına bağlı olarak, kuru kum içerisindeki boru kazıklar için aşağıdaki ifadeyi vermişlerdir.

$$k_h = 1/(A+B.y) \quad (3.23)$$

Bu ifade de ;

$$A = 0.145 y_u / \gamma . z . N_q , \quad (3.24a)$$

$$B = 0.855 / \gamma . z . N_q \quad (3.24b)$$

y =yatay yerdeğiştirme

olup,

y_u = Nihai yerdeğiştirme,

N_q = Taşıma gücü faktörü,

z = Derinlik'tir.

3.3 Presyometre Deneyi Sonuçlarından Yatay Yatak Katsayılarının Belirlenmesi

Presyometre deneyi, araştırılan alanda sondaj kuyusu içinde yürütölen bir yerinde yükleme deneyidir. İlerlenilen her metre için elde edilen gerilme-deformasyon analizi, temeller için hesaplamaların dayandırıldığı zeminin mekanik özelliklerinin belirlenmesine olanak verir.

Presyometre aleti başlıca iki parçadan oluşmaktadır. Arzu edilen deney kotunda bir sondaj kuyusu içerisine yerleştirilen ve radyal olarak genişleyebilen bir silindir sonda ile zemin sathında kalan bir kontrol ünitesidir.

Sonda bağımsız üç hücreden oluşmaktadır. Sondaj kuyusu çeperine doğru bir basınç merkez hücre düzeyinden tatbik edilir. Basınç eşit zaman ve basınç kademelerinde arttırılır ve kuyuda meydana gelen genişlemeler kaydedilir. Kontrol ünitesi tek bir fleksibil tüp gibi görölen ancak gerçekte biri diğerinin içinde olan tüple sondaya bağlanır. Basınç pnömatik kontrol ekipmanı ile tatbik edilir ve meydana gelen zemin deformasyonları görüntü tüpünde okunan hacim değışimleri ile gösterilir.

Alet ile daneli zeminlerde çakılarak, yumuşak siltli ve killi zeminlerde ise sondaj deliğine indirilerek ölçüm yapılır. Aletin çakılması halinde, sonda, radyal genişlemeye olanak veren uzunlamasına yarıklı bir muhafaza borusuyla korunur.

Presyometre deneyinde, her kotta elde edilen yük-deformasyon diyagramlarından zeminin E_m deformasyon modülü ve p_L , göçme halindeki sınır basıncı değeri hesaplanır. Hacim ölçümüyle deney yapıldığında, deformasyon modülü ;

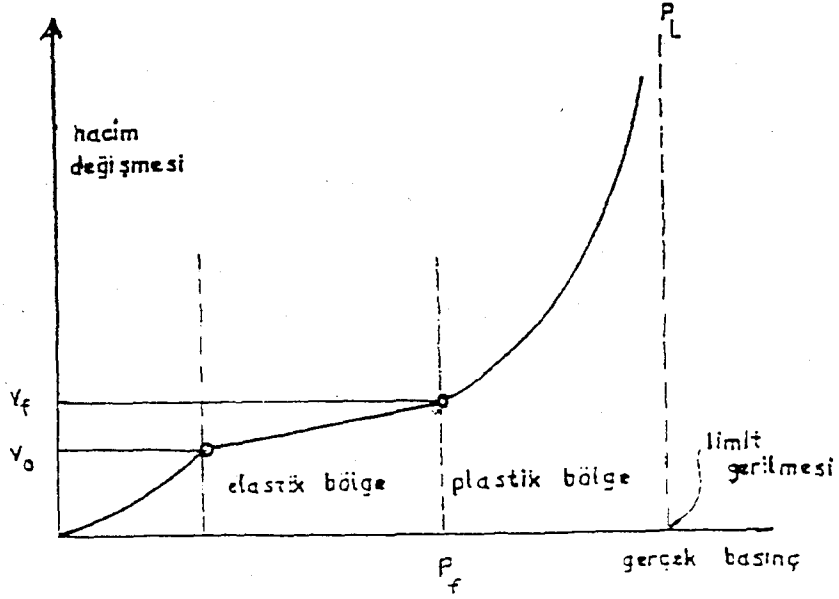
$$E_m = 2\Delta p / \Delta v (1 + \mu) = 2.66 (v_o + (v_f + v_o) / 2) \cdot ((p_f - p_o) / (v_f - v_o)) (3.25)$$

genel elastik bağıntısı ile tarif edilir.

Deney elastik bölgeden (Şekil 3.1) plastik bölgeye geçtiğinde zeminin gerilme-yanal deformasyon eğrisi bir sınır basıncı (p_L) asimptotuna yaklaşmaktadır.

Çeşitli zemin türleri için E_m ve p_L değerlerini, genel değişim aralıkları Tablo 3.5 'de verilmiştir. (Menard , 1957)

Presyometre deneyinden, derinlik boyunca elde edilen basınç-hacim değişimi eğrileri yardımı ile, zeminin şekil değiştirme modülü E_m ile göçme halindeki sınır basıncı p_L değerleri kullanılarak yatak katsayısı belirleme konusunda pek çok araştırma yapılmıştır.



Şekil 3.1 Presyometre Eğrisi

Tablo 3.5 Çeşitli Zemin Türleri için, Deformasyon Modülü, E_m ve Sınır Basıncı, p_L Değerlerinin Genel Değişim Aralıkları (Menard , 1957)

Zemin Türü	E_m (kg/cm ²)	p_L (kg/cm ²)
Çamur, turba	2-15	0.2-1.5
Yumuşak kil	5-30	0.5-3
Orta kil	30-80	3-8
Sert, katı kil	80-400	6-20
Marn	50-600	6-40
Gevşek, siltli kum	5-20	1-5
Silt	20-100	2-15
Kum ve çakıl	80-400	12-50
Çökel kumlar	75-400	10-50
Kireç taşı	800-200000	30 ila > 100
Yeni dolgu	5-50	0.5-3
Eski dolgu	40-150	4-10

Baguelin et al (1978) yatak katsayısı, k_m ile presyometre deneyinden elde edilen E_m değerleri arasındaki ilişkiyi, aşağıdaki bağıntılarla vermişlerdir.

$$\frac{1}{k_m} = \frac{2}{9E_m} B_o \left[\frac{(\lambda_d B)^a}{B_o} \right] + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_m} \quad (B \geq B_o) \quad (3.26)$$

$$\frac{1}{k_m} = \frac{B}{9E_m} [2(\lambda_d)^a + \alpha \lambda_c] \quad (B < B_o) \quad (3.27)$$

Burada,

E_m : presyometre modülü (MPa),

B : kazık genişliği (m),

B_o : referans genişliği (=0.60 m),

λ_d, λ_c : L/B oranının bir fonksiyonu olan şekil katsayıları (Tablo 3.6 'dan elde edilir),

α : zemin özelliğine ve presyometre deneyinden elde edilen E_m/p_L oranına göre değişen yapı katsayısı (reolojik faktör) (Tablo 3.7 'den elde edilir),

p_L : sınır basıncı (MPa),

L : kazığın zemin içerisindeki boyu (m) dur.

Tablo 3.6 Temeller için Şekil Katsayıları λ_d, λ_c

L/B	1	2	3	5	20	
	Dairesel	Kare				
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

Uzun kazıklar için ($L/B = 20$), $\lambda_d = 2.65$ ve $\lambda_c = 1.50$ alınarak Denklem (3.26) ve (3.27)'den aşağıdaki bağıntılar elde edilir.

$$\frac{1}{k_m} = \frac{2}{9E_m} B_o \left[\frac{B(2.65)}{B_o} \right]^a + \frac{\alpha B}{6E_m} \quad (B > 0.60) \quad (3.28)$$

Tablo 3.7 Çeşitli Zeminler için Yapı Katsayısı, α

Zemin Türü	Turba	Kil	Silt	Kum	Kum ve Çakıl	
	E_m/P_L	α	E_m/P_L	α	E_m/P_L	α
Aşırı						
Konsolide		>16	1	>14	2/3	>12 1/2 >10 1/3
Normal						
Konsolide	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12 1/3 6-10 1/4
Ayrışmış ve/ veya örselenmiş		7-9	1/2	1/2	1/3	1/4
Kaya	Aşırı çatlaklı		Diğer		Az çatlaklı veya aşırı ayrışmış	
	$\alpha = 1/3$		$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2/3$	

$$\frac{1}{k_m} = \frac{B}{E_m} \frac{4 \cdot (2.65)^a + 3}{18} \quad (B < 0.60) \quad (3.29)$$

Zemin yüzeyine çok yakın olan bölgelerde, düşey zemin gerilmelerinin küçük olması nedeniyle yüzeydeki zemin kabarcacağından yatay zemin direnci azalacaktır. Dolayısıyla, Denklem (3.28) ve (3.29) ile verilen yatay yatak katsayıları belli bir kritik derinlik z_c den daha derinlerde geçerli olacaktır. Bu kritik derinlikten daha aşağıda olan bölgede, yatay yatak katsayısının yüzeydeki düşey zemin gerilmesinin az olmasından etkilenmeyeceği kabul edilmiştir. Zemin yüzeyi ile kritik derinlik arasındaki bölgede aşağıdaki azaltma katsayısı kullanılmalıdır.

$$\lambda_z = [1 + (z/z_c)]/2 \quad (3.30)$$

Böylece, yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi, aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$0 \leq z \leq z_c \quad \text{için } k_h = \lambda_z k_m \quad (3.31a)$$

$$z > z_c \quad \text{için } k_h = k_m \quad (3.31b)$$

Baguelin et al (1978) kritik derinlik (z_c) değerlerini kohezyonlu zeminlerde $2B$, kohezyonsuz (daneli) zeminlerde $4B$ olarak vermişlerdir.

Zemin yüzeyi ile temasta olan bir kazık başlığı bulunması durumunda zemin kabarması engelleneceğinden Denklem (3.30) ile verilen azaltma katsayısının kullanılmasına gerek yoktur.

Denklem (3.30) ile verilen azaltma katsayısının kullanılması yerine, homojen zeminler için muhtemel zemin kabarmasını gözönüne alan aşağıdaki basitleştirilmiş yöntem kullanılabilir. Bu yöntemle göre, zemin yüzeyi ile $0.5 B - 0.75 B$ derinlikleri arasında yatay zemin direnci tamamen ihmal edilip, bu derinlikten aşağıdaki bölgede ise Denklem (3.28) ve (3.29) ile verilen değerler azaltılmadan kullanılabilir.

Kritik derinliğin değeri ve bu bölgedeki yatay yatak katsayısının değişimi, kazığın yatay yükler altındaki davranışını önemli ölçüde belirleyen parametreler olduğundan pek çok araştırmacı tarafından ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Briaud et al (1984) yapmış oldukları çalışmalarda, kritik derinliğin sabit bir değerde olmayıp yük seviyesine göre değiştiğini, yük arttıkça kritik derinliğinde arttığını gözlemişlerdir. Yatay zemin direnci en büyük değerine ulaştığında kritik derinlikte maksimum değerine ulaşmaktadır. Killi, siltli ve kumlu zeminlerde çeşitli araştırmacıların yapmış oldukları deneylerin sonuçlarını kullanarak aşağıda verilen ;

$$RR = 1/B. [4EI/p_L^*]^{1/4} \quad (3.32)$$

bağıntısı ile tanımlanan rölatif rijitliğe bağlı olarak boyutsuz maksimum kritik derinliğin (D_c / B) değişimini belirlemişlerdir (Şekil 3.2).

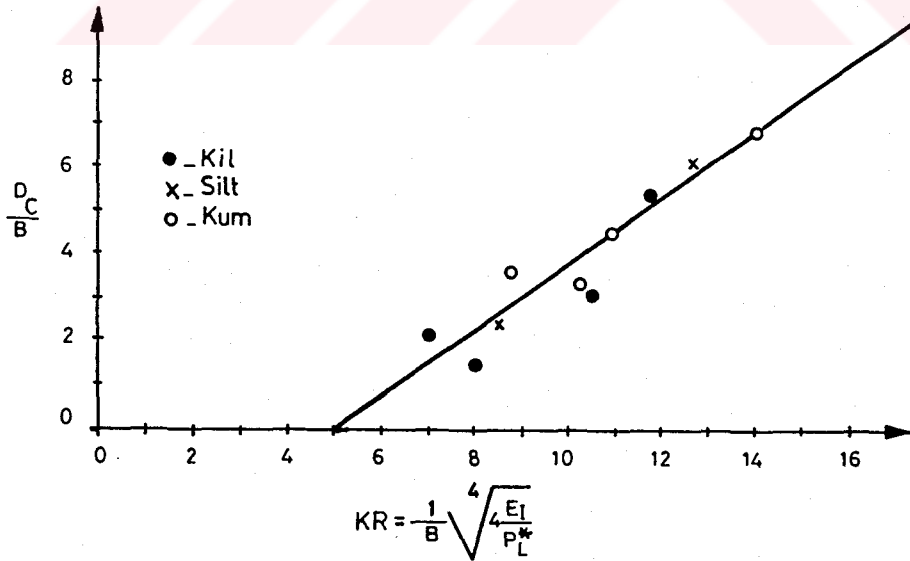
Burada;

RR = Rölatif rijitlik

EI = Kazığın eğilme rijitliği

P_L^* = Presyometre deneyinden elde edilen net sınır basıncı

B = Kazık genişliği veya çapı dır.



Şekil 3.2 Rölatif Rijitliğin Fonksiyonu Olarak Kritik Derinliğin Değişimi (Briaud et al,1984)

Net sınır basıncı aşağıdaki ;

$$p_L^* = p_L - p_0 \quad (3.33)$$

bağıntısı ile tanımlanmaktadır.

Burada ;

p_0 = Deney esnasında , deneyin yapıldığı seviyede ,
sukunetteki yatay toprak basıncı olup , zemin
yüzeyinin sualtında olması halinde;

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma' \cdot h + h \quad (3.34)$$

olarak hesaplanır.

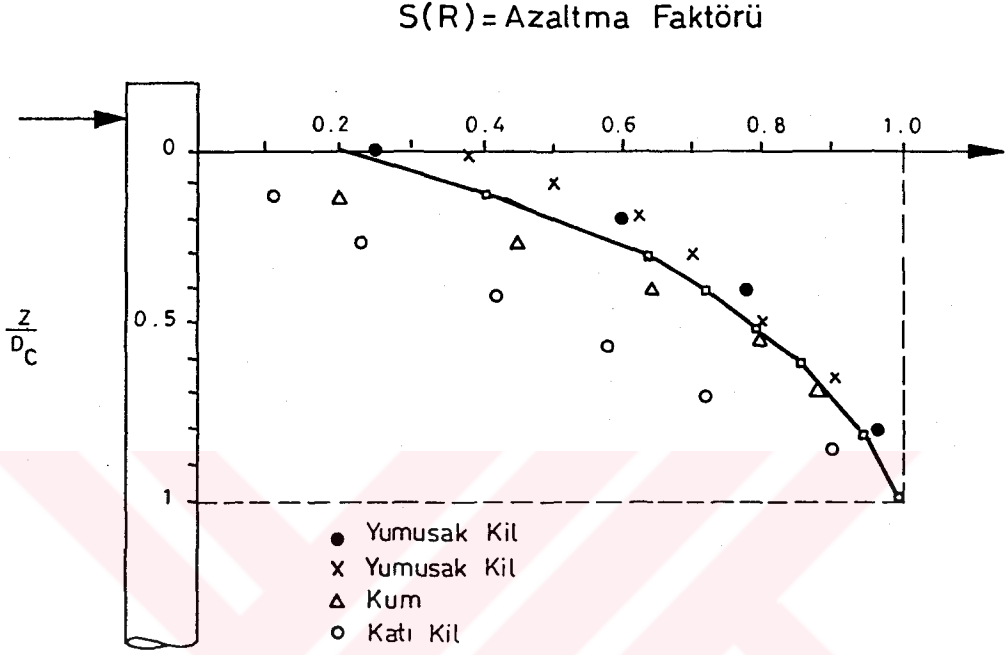
Denklem (3.34) de;

K_0 = Sukunetteki yatay toprak basıncı katsayısı

γ' = Su altındaki zemin birim hacim ağırlığı

h = Deney esnasında , basınç kontrol ünitesi ile
presyometre sondası arasındaki kot farkıdır.

Ayrıca, zemin direncinin (p), maksimum kritik derinlikte
oluşan maksimum zemin direncine (p_{max}) oranı olarak
tanımlanan azaltma faktörünün $[S(R)]$ maksimum derinlik
boyunca değişimide Şekil 3.3 de verilmiştir.



Şekil 3.3 Azaltma Faktörünün Kritik Derinlik Boyunca Değişimi (Briaud et al, 1984)

Kritik derinliğin yeri ve azaltma katsayısının kritik derinlik boyunca değişimi ile ilgili olarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen diğer yöntemler Briaud, et al(1984) de özetlenmiştir.

Menard (1962) yatay yatak katsayısını presyometre modülüne bağlı olarak aşağıdaki basit ifade ile vermiştir.

$$k_h = 3.3 E_m / B = 25 p_L / B \quad (3.35)$$

k_h değerini presyometre modülünden elde etmenin diğer bir yolu ise Poulos (1971) tarafından önerilmiştir.

$$k_h = 0.8 E_m / B \quad (3.36)$$

Görüldüğü gibi, Denklem (3.35) den elde edilen k_h değerleri Denklem (3.36) den elde edilenlerin yaklaşık dört katı kadardır. Schmertmann (1978) Denklem (3.35)'nin fleksibl kazıklarda, Denklem (3.36)'ün ise rijit kazıklarda kullanılmasını önermektedir.

Chen (1978), presyometre testleri sonucunda elde edilen, E_m değerlerini kullanarak, yatay yatak katsayısı için,

Kohezyonsuz zeminlerde;

$$k_h = 3E_m / B \quad (3.37)$$

Kohezyonlu zeminlerde de ;

$$k_h = 1.6E_m / B \quad (3.38)$$

ifadelerini vermiştir.

3.4 Çeşitli Araştırmacılar Tarafından Önerilen Yatay Yatak Katsayısı Bağıntıları

Zurabov & Bugayeva (1949) çeşitli zeminler için yatay yatak katsayısı değişim aralıkları vermişlerdir.

Tablo 3.8 Çeşitli Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı
Değişim Aralıkları [Zurabov & Bugayeva
(1949)]

Zemin Türü	k_h (MN/m ³)
Siltli ince kum	81.69-94.25
Orta sıkı kum	81.69-122.53
Sıkı kum ve kil	408.43-543.53

Terzaghi (1955) Kohezyonsuz granüler zeminlerde yatay yatak katsayısı derinlik ve zeminin birim hacim ağırlığının bir fonksiyonu olarak aşağıdaki formülle ifade etmiştir.

$$k_h = n_h (z/B) \quad (3.39)$$

Yukarıdaki denklemde,

n_h : yatay yatak katsayısı sabiti (kN/m³),

z : derinlik (m),

B : kazık genişliği (m) olup,

n_h : $2A \cdot \gamma / 1.35$ olarak tanımlanmıştır. Burada A : sabit, γ : zemin birim hacim ağırlığıdır. Kumlu zeminlerde n_h değerleri için Terzaghi, Tablo 3.9 daki değerleri önermiştir.

Tablo 3.9 Kumlu Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı
Sabit, n_h (MN/m³) (Terzaghi, 1955)

Parametreler	Relatif sıkılık		
	<u>gevsek</u>	<u>orta</u>	<u>Sıkı</u>
Darbe/30 cm, N	4-10	10-30	30-50
$\phi(^{\circ})$	30	34	39
Kum veya nemli kum	2.20	6.60	17.60
Su altında kum	1.26	4.40	10.68

Terzaghi (1955), katı aşırı konsolide killerde yatak katsayısının yatay ve düşey doğrultularda aynı olduğunu ve derinlikle değişmediğini kabul ederek aşağıdaki ifadeleri önermiştir.

$$k'_h = k_1 / 5B \quad (3.40)$$

$$k_h = k'_h / B \quad (3.41)$$

k_1 : 305*305 mm'lik plaka yükleme deneyinden elde edilen düşey yatay katsayısı (MN/m³)

B : temel (kazık) genişliği (m)

k'_h : yatay yatak modülü (MPa)

k_h : yatay yatak katsayısı (MN/m³)

Katı aşırı killeri için Terzaghi (1955) Tablo 3.10 'da verilen k_1 değerlerini önermiştir.

Tablo 3.10 Aşırı Konsolide Killeri için k_1 Değerleri
(Terzaghi, 1955)

Kilin kıvamı	Katı	Çok Katı	Sert
Drenajsız kayma mukavemeti			
c_u (kPa)	48-96	96-192	192
k_1 değişim aralığı (MN/m ³)	15.7-31.4	31.4-62.8	62.8
Önerilen k_1 değerleri (MN/m ³)	23.6	31.4	94.3

Zarabov & Bugayeva tarafından Tablo 3.8 'de verilen değerler, uygulamada karşılaşılan derinlikler için, Terzaghi tarafından önerilen değerlerden çok daha büyüktür.

Reese et al (1974), sulatındaki kumda enstrmanlı kazıklar üzerinde yaptıkları arazi deneyleri sonucunda, n_h değerleri elde etmişlerdir. Bu değerler, Terzaghi tarafından verilen değerlerden 2.5 ila 3.9 kat daha büyüktür. Reese et al (1974) tarafından sualtındaki kumlar için önerdiği n_h değerleri Tablo 3.11 'de verilmiştir.

Tablo 3.11 Su Altındaki Kumlarda Yatay Yatak Katsayısı Sabiti Değerleri n_h (MN/m³) (Reese et al, 1974)

Parametre	Relatif Sıkılık		
	Gevşek	Orta Sıkı	Sıkı
n_h (MN/m ³)	5.5	16.3	33.9

Robinson (1979), kohezyonsuz zeminlerde ahşap kazıklar üzerinde yapmış oldukları arazi deneylerine dayanarak, yatay yatak katsayısı k_h 'nın değerinin pratik olarak kazık genişliğinden bağımsız olduğunu göstermiş ve standart penetrasyon direnci ile yatay yatak katsayısı sabiti (n_h) arasında bir ilişkinin olduğunu göstermiştir.

Robinson'un sonuçları, yatay yatak katsayısı değerlerinin sadece kumun relatif sıkılığının değil, aynı zamanda uygulanan yatay yükün şiddetinin, dolayısıyla deplasmanın bir fonksiyonu olduğunu belirlemiştir.

Robinson'un deneyler sonucunda elde ettiği tipik değerler (Tablo 3.12), Terzaghi'nin aynı darbe sayıları için vermiş olduğu değerlere nazaran 2 ile 14 defa daha büyüktür.

Tablo 3.12 Yatay Yatak Katsayısı Sabiti n_h (MN/m³)
(Robinson 1979)

Yük , (kN)	N (darbe / 30 cm)			
	2	4	6	8
27	4.1	10.8	20.4	40.7
45	2.2	6.7	14.9	27.2
54	1.6	4.5	10.8	23.1

Jonhson ve Kavanagh (1968) yeraltı su seviyesi üzerindeki daneli zeminler için zemin taşıma gücü denklemini kullanmış , yatay ve düşey yatak katsayılarının sığ derinliklerde eşit olduğunu varsayarak yatay yatak katsayısı sabitlerini elde etmişlerdir. Bu değerler Tablo 3.13 'de özetlenmiştir.

Tablo 3.13 Daneli Zeminlerde Yatay Yatak Katsayısı
Sabitleri, n_h (Johnson & Kavanagh, 1968)

Darbe/30 cm, N	8	10	15	20	30
n_h , MN/m ³	2.67	4.08	7.38	9.74	14.45

Geçmişteki tecrübelerle dayanarak Soletanche (1982) daneli zeminler için yatay yatak katsayısı değerlerini içsel sürtünme açısına bağlı olarak vermiştir. (Tablo 3.14)

Tablo 3.14 Daneli Zeminler için Yatay Yatak Katsayısı
Değerleri, k_h (Soletanche, 1982)

içsel Sürtünme açısı, ϕ	k_h (MN/m ³)
10	7.85
20	13.67
30	26.40
40	58.75

Sogge (1984), yatay yatak katsayısını

$$k_h = k_{max} \cdot (y/L)^n \quad (3.42)$$

ifadesi ile vermiştir.

Burada,

L : kazık boyu

y : zemin yüzeyinden itibaren derinlik

n : parametre

k_{max} : maksimum yatay yatak katsayısı olup, kum ve killi zeminler için aşağıdaki Tablo 3.15 'de verilmiştir.

Tablo 3.15 Tipik k_{max} Değerleri (Sogge, 1984)

Kum (kcf)	Kil (kcf)
Kuru veya nemli 5-40 L/B	5-110 q_u / 1.5B
Su altında 3-25 L/B	

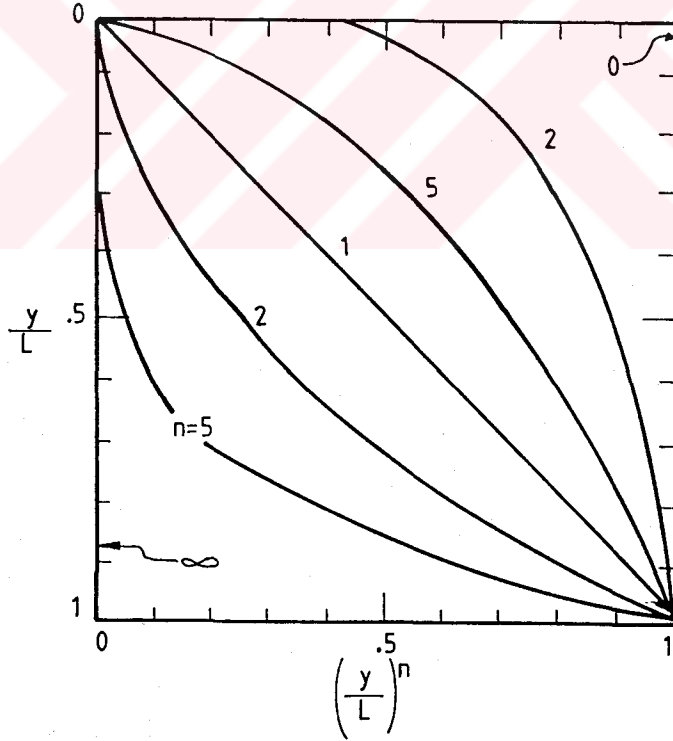
Tabloda,

L : Kazık boyu veya kum tabakası altına kadar olan mesafe (hangisi küçük ise)

B : Kazık çapı veya genişliği

q_u : Tek eksenli basınç direnci, (ksf) dir.

Çeşitli n değerleri için, zemin direncinin derinlikle değişimi Şekil 3.4 'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4 Çeşitli n Değerleri için Zemin Direncinin Derinlikle Değişimi (Sogge,1984)

Navy Design Manual. 7.02 (1986) da daneli zeminler ve normal ile az aşırı konsolide kohezyonlu zeminler için yatay yatak katsayısının derinlikle lineer olarak arttığı kabul edilerek, yatay yatak katsayısı,

$$k_h = f \cdot z / B \quad (3.43)$$

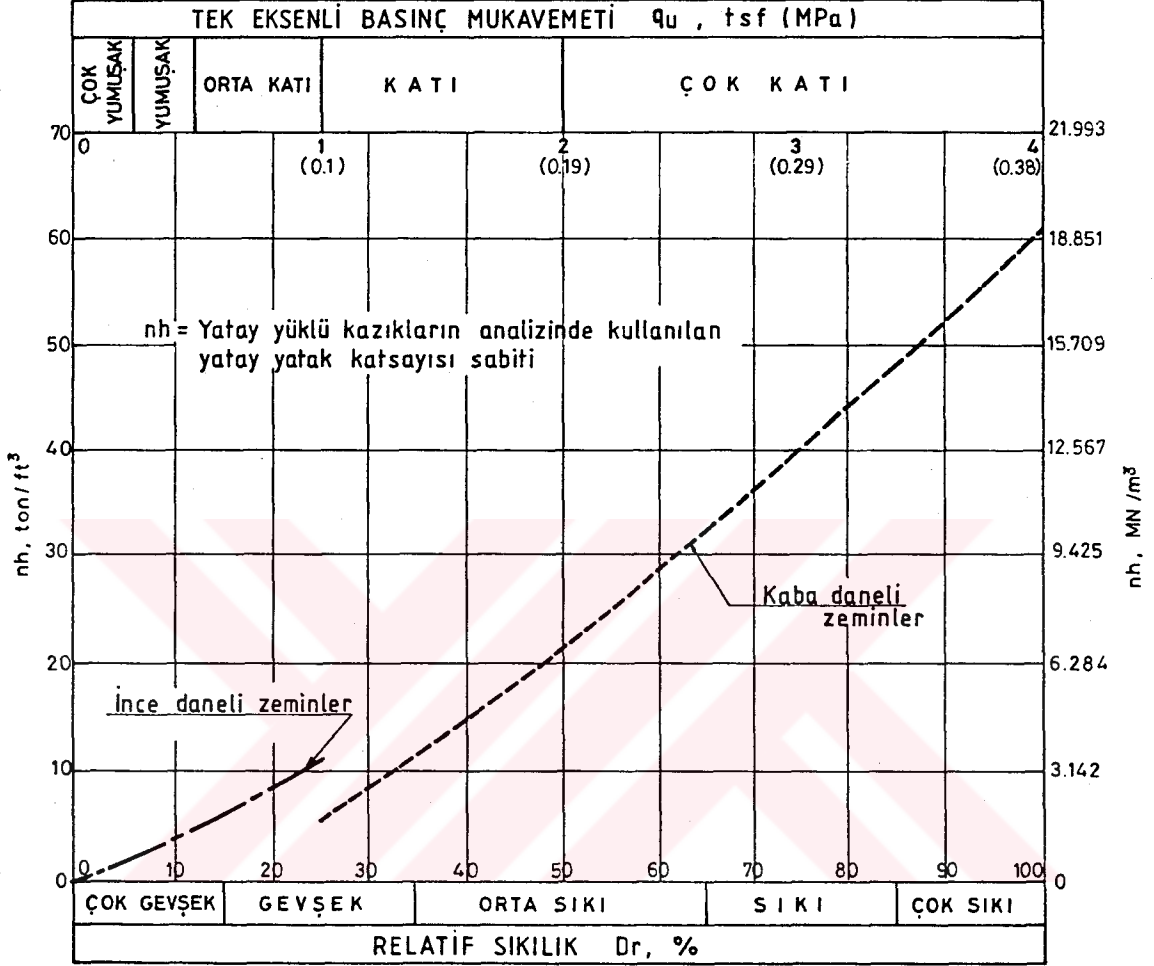
ifadesi ile verilmiştir. Burada;

f : yatay yatak katsayısı sabiti (MN/m³)

z : derinlik (m)

B : kazık çapı veya genişliği (m) dir.

Daneli zeminler ve normal-az aşırı konsolide kohezyonlu zeminler de yatay yatak katsayısı sabiti (f) değerleri Şekil 3.5 'den elde edilebilir.



Şekil 3.5 Yatak Katsayısı Sabiti Değerleri
(Navy Design Manual 7.02 (1986))

Bu kaynakta çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminler için yatay yatak katsayısının derinlikle değişiminin sabit olarak kabul edilebileceği belirtilmiş olup, bu tür zeminlerin yatay yatak katsayısı (k_h) değeri zeminin drenajsız kayma mukavemetinin bir fonksiyonu olarak

verilmiştir.

$$k_h = 35-70 \text{ cu (birimi=F/L}^3\text{)} \quad (3.44)$$

Burada,

c_u : drenajsız kayma mukavemetidir.

Killi zeminlerde kazık boyunca sabit olan k_h değerleri ile drenajsız basınç deneyinde maksimum gerilmenin yarısına karşı gelen E_{50} teğet modülü arasında aşağıdaki ilişki Broms (1964) tarafından önerilmiştir.

$$k_h = 1.67 E_{50} / B \quad (3.45)$$

Davisson (1970) ise drenajsız kayma mukavemeti c_u değeri ile k_h arasındaki ilişkiyi,

$$k_h = 67 c_u / B \quad (3.46)$$

şeklinde ifade etmiştir.

Robinson (1979) yaptığı bir seri yatay yükleme deneyi sonucunda yukarıda Denklem (3.46) ile verilen ifadenin çok küçük olduğunu, doğru değer yaklaşık iki katı olduğunu ifade ederek, k_h ile c_u arasındaki ilişkiyi ;

$$k_h = 134 c_u / B \quad (3.47)$$

şeklinde vermiştir.

3.5 Dinamik ve Tekrarlı Yükler ile Kazık Gruplarının Yatay Yatak Katsayısı Üzerindeki Etkileri

Dinamik ve tekrarlı yükler etkisindeki kazıklar ile kazık gruplarının hesabında kullanılan k_n değerlerinin ampirik yöntemlerle belirlenmiş katsayılarla azaltılarak kullanılması gereklidir. Davisson (1970) yatay yüklerin uygulandığı doğrultuda kazık aralıklarının en az 8B olması durumunda kazıklar arasındaki etkileşimin ihmal edilebileceğini belirtmiştir. Yük doğrultusunda kazık aralıklarının 8B den küçük olması durumunda ise, yatay yatak katsayılarının aşağıda verilen azaltma katsayısı ile çarpılarak kullanılmasını önermiştir.

$$\lambda_a = 0.15 a/B - 0.2 \quad (3 < a/B < 8) \quad (3.48)$$

Burada, a : kazık eksenleri arasındaki mesafe, B : kazık çapıdır.

Diğer araştırmacılar da yaptıkları deneysel çalışmalar sonucunda yukarıdakine benzer değerler elde etmişlerdir (Poulos, 1980).

Tekrarlı yükler altında yapılan deneysel çalışmalarda zemin direncinin azaldığı gözlenmiş, dolayısıyla hesapta kullanılacak k_n değerlerinin de azaltılması gerektiği anlaşılmıştır. Davisson (1970) kazığa uygulanan yüklerin 50 veya daha fazla sayıda tekrar edilmesi durumunda kazık yer değiştirmelerinin ilk yüklemde ölçülen değerlere göre

iki kat arttığını gözlemiş ve kazık boyunca oluşan momentlerinde arttığını belirtmiştir. Tekrarlı yük etkilerinin , ilk yüklemeye karşı gelen yatak katsayılarının (k_h) yaklaşık %30 azaltılması ile göz önüne alınabileceği bulunmuştur. Sağlamer (1977), yapmış olduğu çalışmada benzer sonuçlar elde etmiştir.

Benzer şekilde, tekrarlı ve dinamik yükler etkisindeki kazıkların hesabında yatay yatak katsayısını %30 oranında azaltılarak kullanılabileceği DIN 4014 (1977)'de de belirtilmiştir.

Dinamik ve tekrarlı yükler altındaki kazık gruplarının hesabında kullanılan k_h değerlerinde her iki nedenle de azaltma yapılması gerektiği bilinmektedir (Prakash 1962).

BÖLÜM 4

YENİ GALATA KÖPRÜSÜ KAZIKLARI ÜZERİNDE YAPILAN YATAY YÜKLEME DENEYLERİ

Yeni Galata Köprüsünün temel sistemi, yaklaşık 1200 ton düşey servis yüküne göre projelendirilmiş, St 52.3 kalitesinde 2 m çapında ve 20 mm et kalınlığında 22 adedi açık uçlu ve 92 adedi de kapalı uçlu olmak üzere toplam 114 adet çelik boru kazıktan teşkil edilmiştir.

Projelendirmede yapılan kabullerin doğruluğunu tesbit etmek amacı ile proje kazıkları üzerinde 4 adet yatay yükleme deneyi yapılarak kazık başlarındaki yatay yerdeğiştirmeler tesbit edilmiştir.

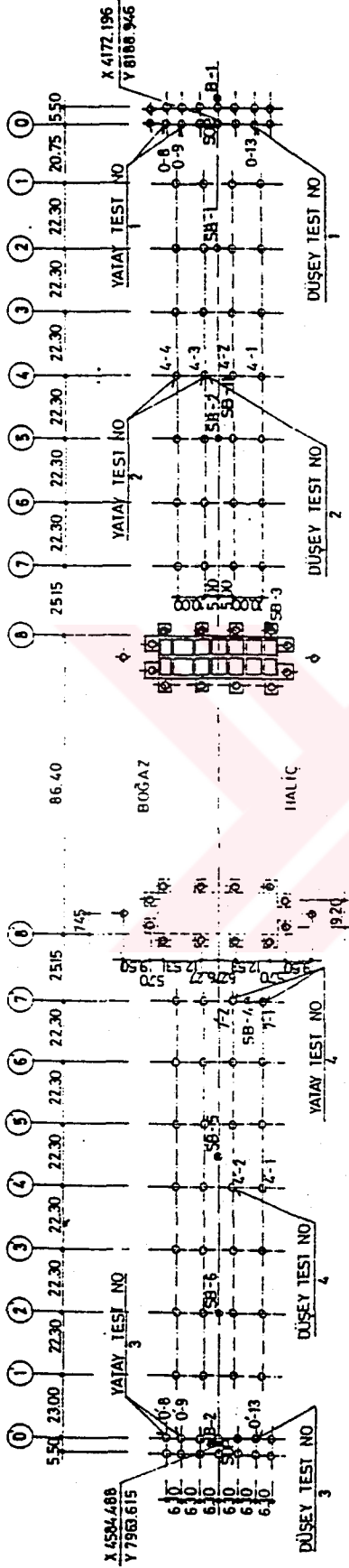
Yatay yükleme deneyi yapılan kazıklar (Şekil 4.1) ve uygulanan test yükleri aşağıdaki Tablo 4.1 de verilmiştir.

TABLO 4.1 Yatay Yükleme Deneyi Yapılan Kazıklar ve Uygulanan Test Yükleri

Test No	Yeri	Kazık No	Max Test Yükü(Ton)
1	Eminönü Kenar Ayağı	0.8	75
		0.9	
2	Eminönü Yaklaşım Açıklığı	4.3	25
		4.4	
3	Karaköy Kenar Ayağı	0'.8	75
		0'.9	
4	Karaköy Yaklaşım Açıklığı	7'.1	22
		7'.2	

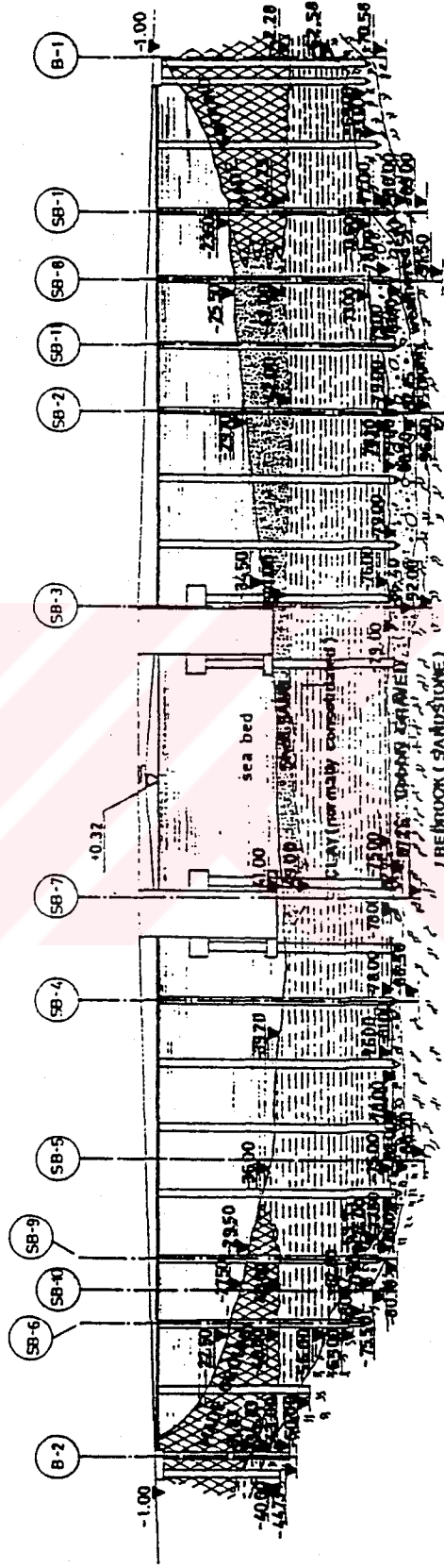
4.1 Zemin Koşulları

Yeni Galata Köprüsünün bulunduğu bölgede ve köprü eksenini boyunca yapılan sondajlar (Temel Araştırma A.Ş. 1986, 1987 ve Mott, Hay & Anderson 1983) neticesinde çıkarılan zemin profili Şekil 4.1'de verilmiştir.



KARAKÖY

EMİNÖNÜ



ŞEKİL 4.1
YENİ GALATA KÖPRÜSÜ
KAZIK YERLEŞİM PLANI ve KESİTİ

YENİ SONDAJ NOKTALARI

B = KARADA

SB = DENİZDE

Zemin profilinden, en üstte bir dolgu tabakası olduğu görülmektedir. Dolgunun kalınlığı Eminönü ve Karaköy kenar ayakları bölgesinde 30-40 m arasında olup, kenarlardan ortaya doğru azalmakta ve orta bölgede dolgu bulunmamaktadır. Dolguda yapılan SPT deneylerinden elde edilen N değerleri 7-20 arasındadır. Presyometre deneylerinden de E_m değerleri 1242-4623 kPa, p_L değerleri ise 203-540 kPa olarak bulunmuştur.

Dolgunun altında, değişen oranlarda kum, silt ve kilden oluşan bir alüvyon tabakası bulunmaktadır. Genel olarak koyu gri renkli siltli kil özelliği gösteren bu tabakanın kalınlığı köprü eksenini boyunca en fazla 35 m.'dir. Yüksek plastisiteli bu organik kil tabakası boyunca yapılan SPT deneylerinden elde edilen darbe sayıları 7-23 arasında değişmektedir. Yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda bu tabaka için bulunan ortalama tabii su muhtevası, likit ve plastik limit değerleri sırası ile %49, %64 ve %28 dir. Yapılan presyometre deneylerinden, E_m değerleri 700-2200 kPa, p_L değerleri 200-600 kPa; arazi ve yn deneylerinden bu tabaka için drenajsız kayma mukavemeti değerleri ise 70-120 kPa olarak bulunmuştur.

Köprünün Eminönü tarafında, alüvyon tabakası altında, birkaç metre kalınlığında ayrılmış şeyl; orta kısımlarda ve Karaköy tarafında ise kaba çakıl tabakası bulunmaktadır.

Tüm bu tabakaların altında köprü eksenini boyunca ana kaya, kumtaşı tabakası vardır. Ana kayada yapılan presyometre

deneylerinden E_m 'in 1300-10100 kPa ve p_L 'in ise 1100-2400 kPa arasında değiştiği bulunmuştur. Ana kayada en büyük TCR %41 olup, ortalaması %20'dir. En büyük RQD ise %13 olup, genellikle 0 değeri elde edilmiştir. Bu değerlerden kum taşının kırılğan ve çok çatlaklı olduğu sonucuna varılmıştır.

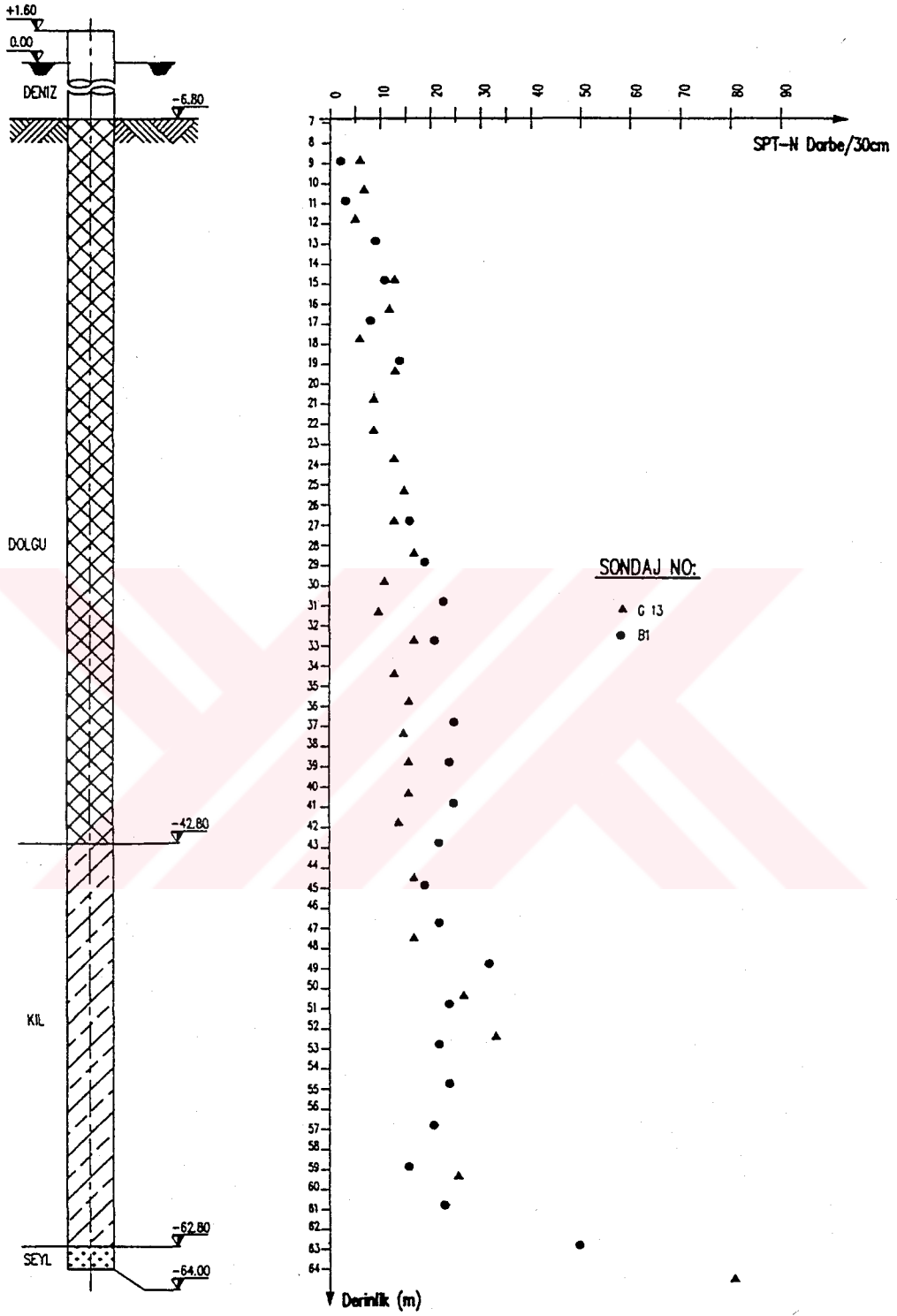
4.2 Test Kazıkları Civarındaki Sondaj Kesitleri

şekil 4.1'deki kazık yerleşim planı ve kesitlerinden görüleceği üzere :

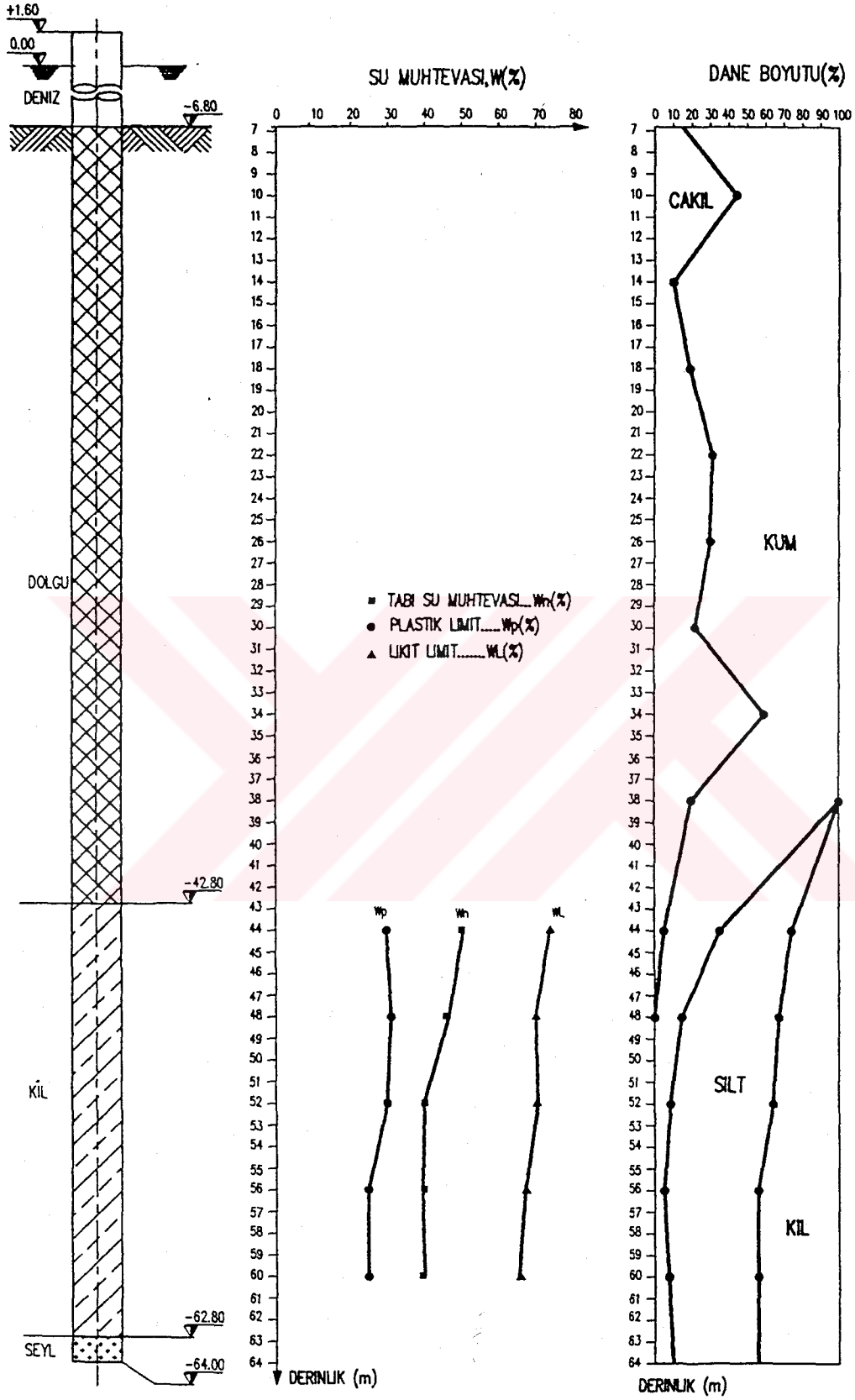
Eminönü Kenar Ayağında test yapılan 0.8 ve 0.9 no.lu kazığın bulunduğu bölgedeki B1 Sondaj kesitinde, yaklaşık 3.0 mt su derinliğinden itibaren :

- a) -3.0 m kotundan -42.0 m kotuna kadar dolgu,
- b) -42.0 m kotundan -63.0 m kotuna kadar devam eden normal konsolide kil,
- c) -63.0 m kotundan -71.0 m kotuna kadar devam eden şeyl,
- d) -71.0 m kotundaki şeyl tabakasından sonra ise anakaya kumtaşı bulunmaktadır.

Bu bölgede yapılan SPT deneylerinden elde edilen darbe sayıları (N) ile dane boyutunun derinlikle değişimi sırasıyla şekil 4.2 ve şekil 4.3 de gösterilmiştir. Ayrıca



ŞEKİL 4.2 Eminönü Kenar Ayagi 0.8 ve 0.9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı



Şekil 4.3 Eminönü Kenar Ayagında 0.8 ve 0.9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin İndex Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi

-42.0 m. ile -63.0 m. kotları arasındaki kil tabakasına ait zemin indeks özelliklerinin (w_L , w_P , w_n) derinlikle değişimide Şekil 4.3 de verilmiştir.

Ucu kapalı olarak şeyl tabakası içerisine çakılan 0.8 no.lu kazığının ucu -63.72 m kotunda bırakılmış olup toplam boyu 65.65 m; 0.9 no.lu kazığının ucu ise -64.00 m kotunda bırakılmış olup, toplam boyu 65.93 m olmuştur. Su derinliği yaklaşık 6.80 m dir.

Eminönü Yaklaşım Açıklığında, üzerinde test yapılan 4.3 ve 4.4 no.lu kazıkların bulunduğu bölgedeki SB.11 sondajından görüleceği üzere yaklaşık 26.0 m. su derinliğinden itibaren ;

- a) -26.0 m kotundan -37.0 m kotuna kadar kavkılı kum,
- b) -37.0 m kotundan -74.0 m kotuna kadar kil,
- c) -74.0 m kotundan sonra çakıl tabakası yer almaktadır.

Ucu kapalı olarak çakıl tabakası içerisinde kalacak şekilde çakılmış 4.3 nolu kazığının ucu -74.58 m kotunda bırakılmış olup toplam boyu 76.60 m; 4.4 no.lu kazığının ucu ise -73.60 m kotunda bırakılmış olup, toplam boyu 75.52 m olmuştur. Su derinliği yaklaşık 26.0 m dir.

Tamamen karada kalan Karaköy Kenar Ayağında test yapılan 0'.8 ve 0'.9 no.lu kazıkların bulunduğu bölgedeki B2

sondaj kesitinden görüleceği üzere;

- a) +1.0 m kotundan -31.8 m kotuna kadar dolgu,
- b) -31.8 m kotundan -34.8 m kotuna kadar kil,
- c) -34.8 m kotundan sonra anakaya kumtaşı bulunmaktadır.

Ucu açık olarak çakılan ve anakaya kumtaşı içerisine içi oyularak soketlenmiş 0'.8 no.lu kaziğın ucu -41.65 m kotunda, 0'.9 no.lu kaziğın ucu ise -44.14 m kotunda bırakılmış olup toplam boyları sırası ile 43.95 m ve 46.44 m olmuştur.

Karaköy Yaklaşım Açıklığında test yapılan 7'.1 ve 7'.2 kazıkların bulunduğu bölgedeki SB4 sondaj kesitinden görüleceği üzere yaklaşık 39.50 m su derinliğinden itibaren :

- a) -39.50 m kotundan -76.0 kotuna kadar kil,
- b) -76.0 m kotundan -81.0 m kotuna kadar çakıl,
- c) -81.0 m kotundan sonra anakaya kumtaşı bulunmaktadır.

Ucu kapalı olarak çakıl tabakası içerisinde kalacak şekilde çakılan 7'.1 no.lu kaziğın ucu -77.16 m kotunda ; 7'.2 no.lu kaziğın ucu ise -77.48 m kotunda bırakılmış

olup kazıkların toplam boyları sırasıyla 77.81 m ve 79.13 m olmuştur.

Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Yaklaşım Açıklığı ve Karaköy Kenar Ayağındaki yatay yükleme deneyi yapılan bölgelerde SPT deneylerinden elde edilen darbe sayıları (N) ile dane boyutunun derinlikle değişimi ve kil tabakasına ait zemin indeks özelliklerinin (w_L , w_p , w_n) derinlikle değişimi sırasıyla Ek A da Şekil A1, Şekil A2, Şekil A3, Şekil A4, Şekil A5, Şekil A6 da gösterilmiştir.

Ayrıca, bu bölgelerde yapılan sondajlar ve bu sondajlar esnasında alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile ilgili bilgiler Mott, Hay & Anderson'nun 1983 ve Temel Araştırma A.Ş nin Nisan 1986 ve Eylül 1987 tarihli Geoteknik Raporları ile İ.T.Ü tarafından hazırlanmış (Ansal,1986) Geoteknik Raporda ayrıntılı olarak verilmiştir.

4.3 Kazık Çakım Yöntemleri

Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında imal edilen $\varnothing$ 2000 mm çapında ve 20 mm et kalınlığındaki St.52.3 kalitesindeki maksimum 80 m boyundaki kazıklar Delmag 100 Dizel Çekiç kullanılmak sureti ile çakılmıştır. Ucu kapalı (çarıklı) olarak imal edilen 92 adet kazıkta, kazığın ucu kaba çakıl veya ayrılmış şeyl tabakası içerisinde kalacak

şekilde ve gerekli refü değeri elde edilinceye kadar çakıma devam edilmiştir.

Kazıklar, antiheeling sistemi ile donatılmış 50x16 m ebadında duba üzerine monte edilen 160 ton kapasiteli Amerikan 9310 paletli vinç ile kaldırılarak, dubaya bağlanmış özel yapım hidrolik sehpa içerisine yerleştirilmiştir. Kazık ve sehpanın aksları, şantiyede belirli referans noktalarına kurulmuş geodimetre istasyonları vasıtasıyla ayarlanmış ve dubanın küçük hareketleri duba üzerindeki bağlama vinçleri yardımı ile sağlanmıştır. Kazık ucunun deniz dibine ulaşmasından sonra Delmag 100 dizel çekiç kazık başı üzerine yerleştirilerek, kazık hidrolik sehpanın üst seviyesine gelinceye kadar çakılmıştır. Daha sonra borunun ağzına kaynak ağzı açılarak, kazık ek için hazırlanmıştır. Ek yapılacak diğer parça kazık, dubaya getirilerek, çakılan parça üzerine konulmuş ve arc kaynak makinası ile kaynak yapıp eklenmiştir. Kaynaklar ultrasonic test ekipmanı ile kontrol edilmiştir. Daha sonra Delmag D100-13 dizel çekiç kaldırılıp, kazık başı üzerine yerleştirilerek kazık gerekli refü değeri elde edilinceye kadar çakılmıştır.

Çakımda kullanılan Delmag D100-13 dizel çekicinin toplam ağırlığı 42 ton olup, piston ağırlığı 10 ton dur. Dakikada 38 darbe uygulamakta ve her darbedeki enerjisi 33.400 kgm dir. Kapalı uçlu kazıkların çakımının yeterliliği için dinamik enerji formülleriyle hesap yapılmış olup, 25 cm/650 darbe kriteri elde edilmiştir.

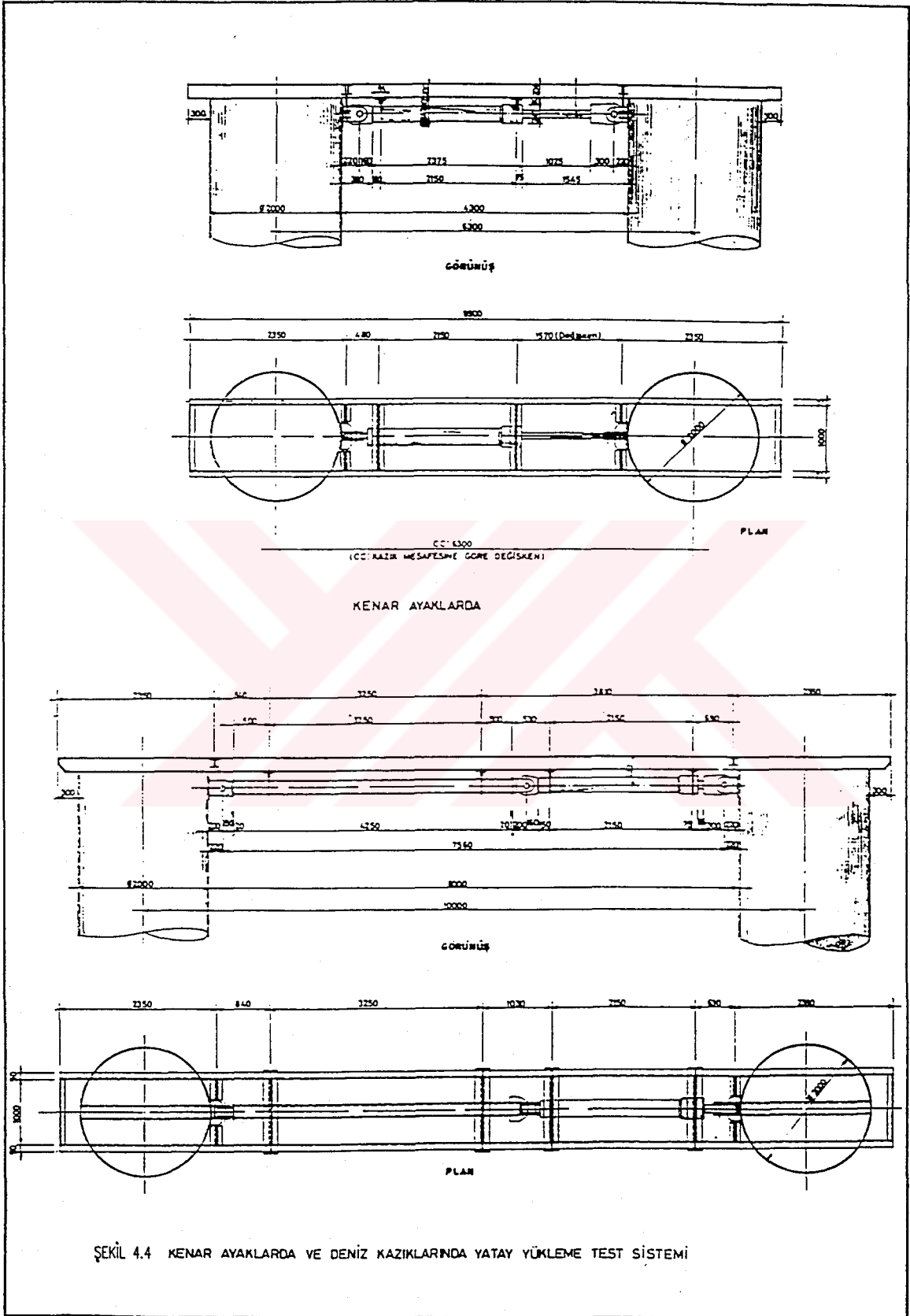
Karaköy kenar ayağı ile 1' ve 2' akslarındaki toplam 22

kazık ise ucu açık olarak imal edilmiştir. Bu kazıklar anakaya kum taşı tabakasına kadar Delmag 100 Dizel Çekiç ile çakılmış ve içi normal foraj ekipmanları ile boşaltılmıştır. Kayada ise Salzgitter marka ters su sirkülasyonlu döner dairesel foraj yapan bir makina grubu kullanılmış ve kazıkların kayaya soketlenmesi sağlanmıştır.

Bu makina grubu dizel güç ünitesi, bu üniteden tahrik alan vakum pompası, santrifüj pompa ile hidrolik pompa ve bundan tahrik alan hidrolik döner sehpa (muhafaza borusu üzerine konulur) ünitelerinden oluşmaktadır.

4.4 Yatay Yükleme Deney Sisteminin Teşkili

Test yükü, kazık çiftlerine hidrolik krikolar marifeti ile ve kazıkları zıt istikamete ayıracak şekilde tatbik edilmiştir. Uygulanan yük kademeleri, hidrolik krikonun bağlandığı hidrolik yük ünitesi ile sağlanmış ve kalibrasyonları yapılmış 2 adet madeni manometre ile ölçülmüştür. Kazık çiftleri arasındaki mesafe kenar ayaklarda yapılan testlerde akstan aksa 6.30 m denizde yapılan testlerde ise 10.00 m (Şekil 4.4) olmuştur. Yanal yüklerin kazık başlarının kesilme noktalarına mümkün olduğu kadar yakın ve tabliye ile bağlantı yerlerinden tatbik edilmesine çalışılmıştır. Deney kazıklarına yük uygulayacak sistem, meydana gelecek olan bileşke kuvvet yatay olacak ve yüklemedeki eksantrisite minimuma inecek şekilde düzenlenmiştir.



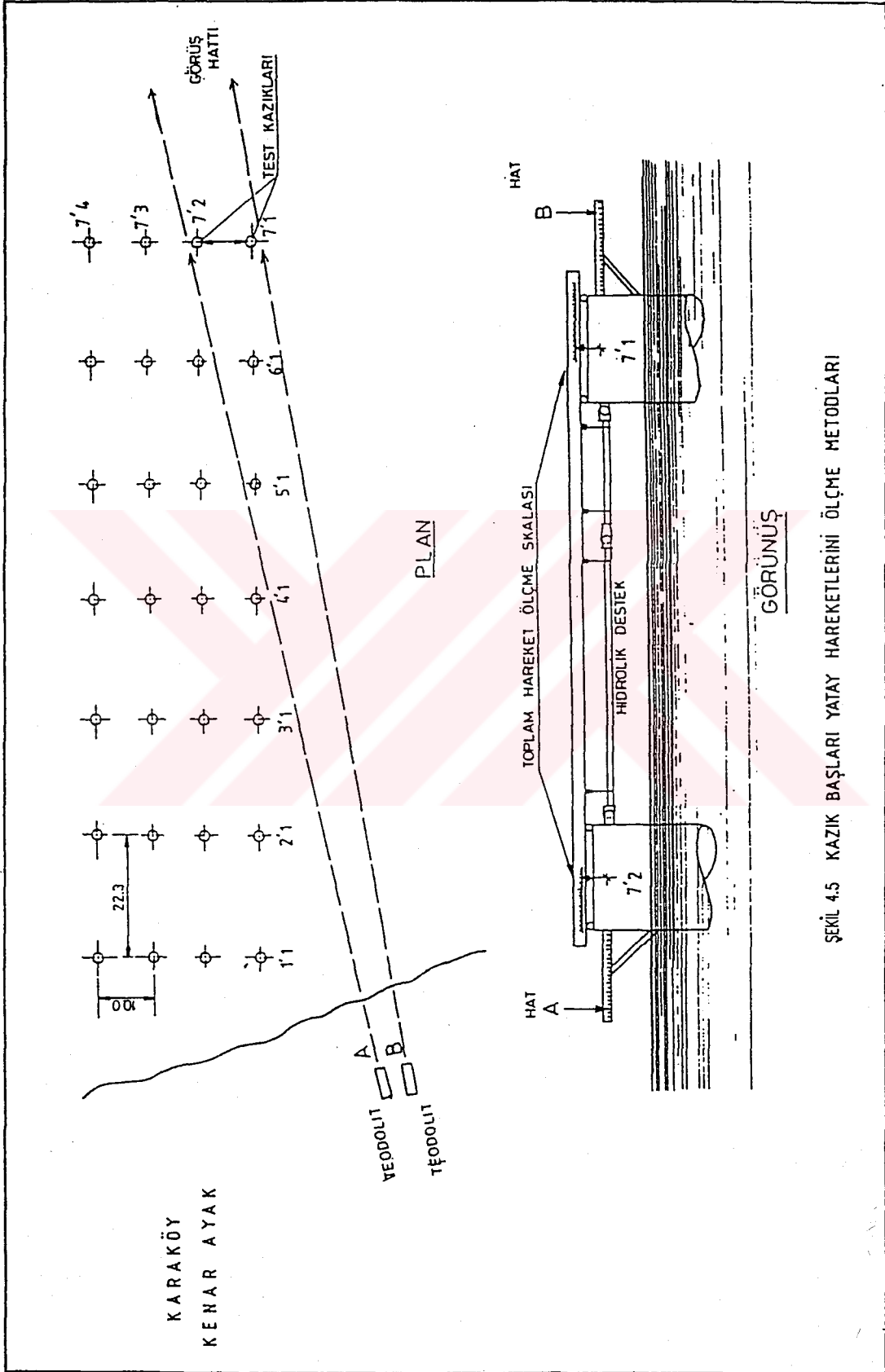
4.5 Yatay Yükleme Deneyi Ölçme Düzeni

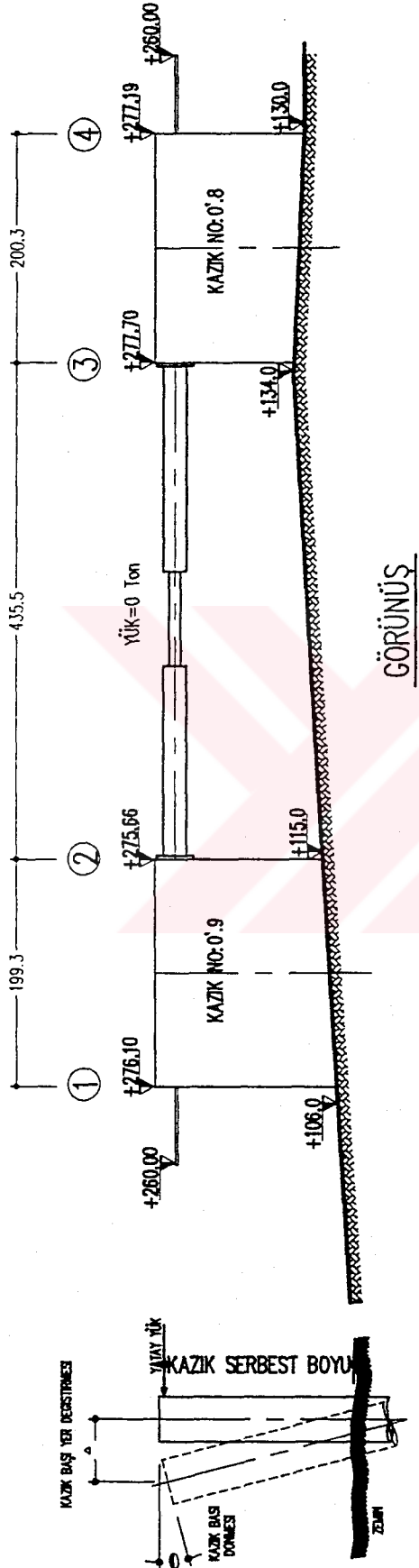
Test kazıklarında, yük altında meydana gelen yatay hareketleri okuyabilmek için 2 değişik yöntem kullanılmıştır.

Birinci yöntemde kazık başlarının yatay hareketleri, herbiri kazık başına yatay olarak yerleştirilmiş cetvellerin teodolitler vasıtasıyla, birbirinden bağımsız olarak çalışan 2 ekip tarafından okunması suretiyle elde edilmiştir. Bu yöntemle alınan okumalar testler için temel verileri teşkil etmiştir. (Şekil 4.5)

İkinci yöntem, teodolit vasıtasıyla alınan okumaların kontrolü amacı ile uygulanmıştır. Bu yöntem de hidrolik kriko destek çerçevesine yerleştirilen işaretleyiciler vasıtasıyla okumalar alınmış ve kazıkların birbirlerinden ayrılma mesafeleri kaydedilmiştir (Şekil 4.5).

Ayrıca testin önemli aşamalarında, kazık başlarındaki dönmeler için ilave ölçümler yapılarak elde edilen değerler kaydedilmiştir. Bunun için testin başlangıcında kazık başının heriki ucunda alınan referans noktalarındaki kazık üst kotları tespit edilmiş ve yükleme kademelerinde bu kotlardaki değişimlerden kazık başı eğimleri hesaplanmıştır (Şekil 4.6).





KAZIK ÜST KOTLARI												
			KAZIK NO:0'9					KAZIK NO:0'8				
TARİH	ZAMAN	YÜK (TON)	NOKTA ① (cm)	NOKTA ② (cm)	① - ② (mm)	FARK (mm)	EGİM DEĞİŞ (mm/mm)	NOKTA ③ (cm)	NOKTA ④ (cm)	③ - ④ (mm)	FARK (mm)	EGİM DEĞİŞ (mm/mm)
24/05/1988	08:30	0	+276.10	+275.66	4.4	0	0	+277.70	+277.19	5.1	0	0
25/05/1988	07:50	37.5	+275.95	+275.80	1.5	2.9	1/687	+277.87	+277.02	8.5	3.4	1/589
25/05/1988	20:10	75.0	+275.88	+275.88	0	4.4	1/453	+277.97	+276.92	10.5	5.4	1/371

ŞEKİL 4.6 Karaköy Kenar Ayagi 0'8 ve 0'9 Nolu Kazıklarda Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonucunda Kazık Başlarındaki Eğim Değişimlerinin(Dönmelerin) Hesabı

4.6 Yükleme Programı

Yükleme deneylerinde, kenar ayaklarda ve yaklaşım açıklıklarında uygulanan Standart Yükleme Programı Tablo 4.2 ve Tablo 4.3'de gösterilmiştir.

Her yük artımını takiben söz konusu yükte tablolarda verilen süreler kadar beklenilmiş ve 1 saat içerisinde 15 dakikalık aralarla , 1. ve 12. saatler arasında da 1 saatlik aralarla okumalar alınmıştır.

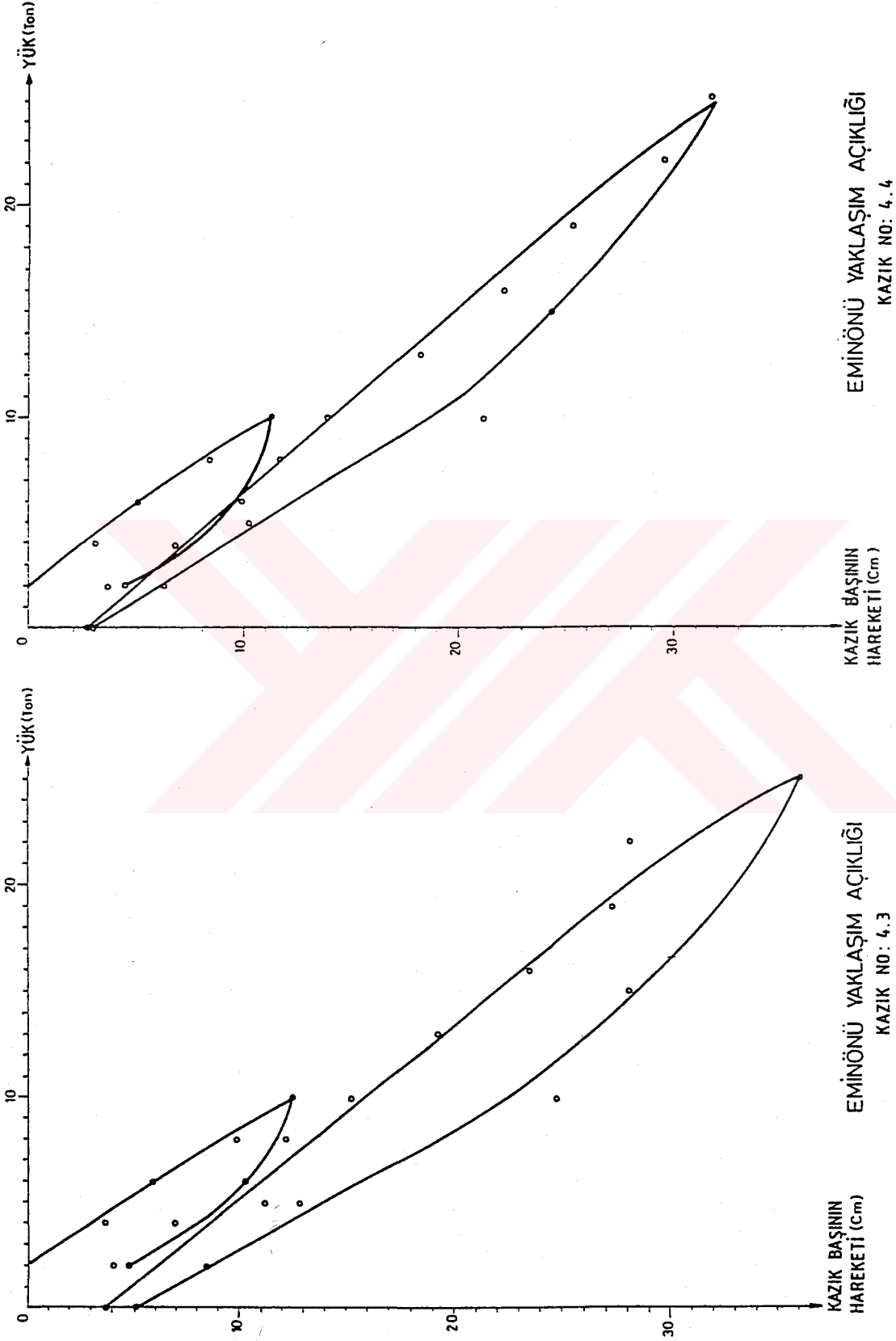
Yaklaşım açıklıklarında Tablo 4.3'de verilen standart programın uygulanması gerekirken , Eminönü Yaklaşım Açıklığının da 4.3 ve 4.4 no.lu kazıklar üzerinde yapılan testte, yükleme çerçevesindeki sürtünmeler nedeniyle, 2. kademe tatbik edilen yüklerde büyük azalmalar meydana gelmiştir. Bu nedenle ikinci kademe yükleme programı tamamlandıktan sonra, meydana gelen aksaklıklar giderilerek , 2. kademe elde edilen test sonuçlarının yerini almak üzere kazıklar 3.kademe yüklemeye maruz bırakılmıştır. Şekil 4.7 de verilen yatay yük-kazıkbaşı yatay deplasman eğrisinden görüleceği gibi 10 tonluk 1.kademe yükleme sonucunda 4.3 nolu kazıkta 125 mm. ; 4.4 nolu kazıkta ise 113 mm. toplam yatay deplasman meydana gelmiştir. 2. kademedeki aksaklık nedeniyle bu yüklemenin yerini alan 3.kademe ise 25 tonluk yük altında 4.3 nolu kazıkta 362 mm.; 4.4 nolu kazıkta ise 318 mm lik toplam deplasman meydana gelmiştir. Maksimum 25 tonluk test yükünün yükleme programına uygun olarak kademeli boşaltılmasından sonra ise 4.3 ve 4.4 nolu kazıklardaki

TABLO 4.2 Kenar Ayaklardaki Standart Yükleme Programı

Yük (Ton)	Yükün Minimum Durma Süresi
0	---
7.5	30 dak.
15	30 dak.
22.5	30 dak.
30	30 dak.
37.5	12 saat
30	15 dak.
22.5	15 dak.
15	15 dak.
7.5	2 saat
15	15 dak.
30	15 dak.
40	15 dak.
47	15 dak.
54	15 dak.
61	15 dak.
68	15 dak.
75	2 saat
60	15 dak.
45	15 dak.
30	15 dak.
15	15 dak.
7.5	2 saat.
0	1 saat.

**TABLO 4.3 Yaklaşım Açıklıklarındaki Standart
Yükleme Programı**

Yük (Ton)	Yükün Minimum Durma Süresi
0	---
2	30 dak.
4	30 dak.
6	30 dak.
8	30 dak.
10	12 saat
8	15 dak.
6	15 dak.
4	15 dak.
2	2 saat
5	15 dak.
10	15 dak.
13	15 dak.
16	15 dak.
19	15 dak.
22	15 dak.
25	2 saat.
15	15 dak.
10	15 dak.
5	15 dak.
2	2 saat.
0	1 saat.

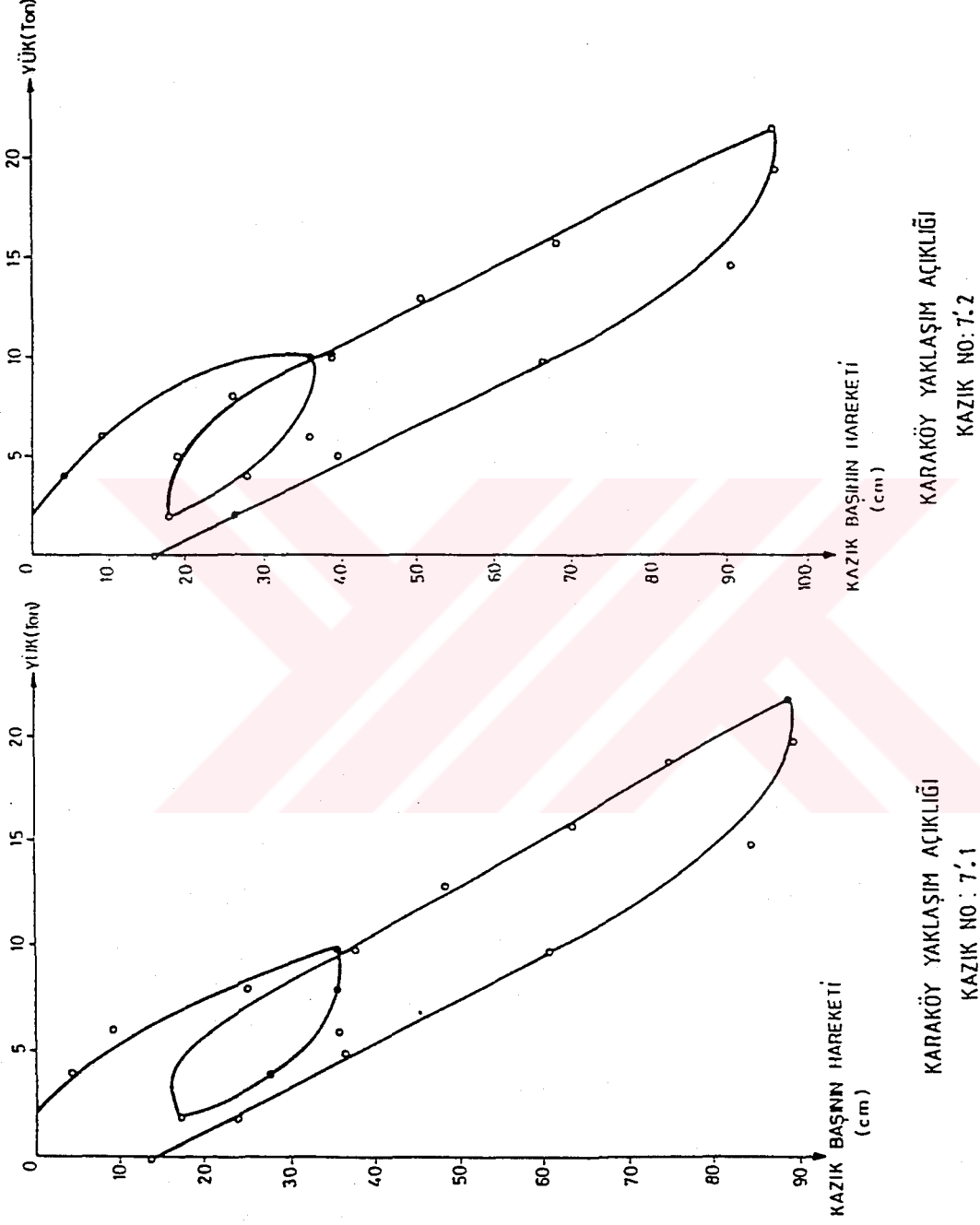


ŞEKİL 4.7 EMINÖNÜ YAKLAŞIM AÇIKLIĞI 4.3-4.4 NOLU KAZIKLAR YÜK-KAZIK BAŞI YATAY HAREKET EGRİSİ

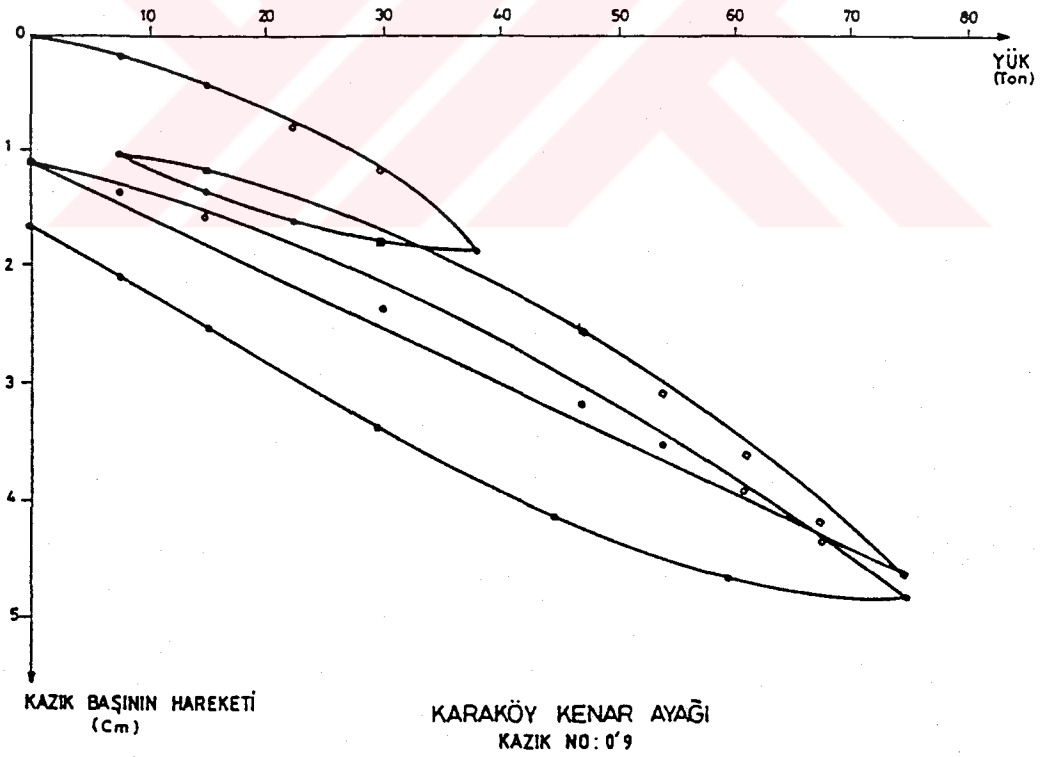
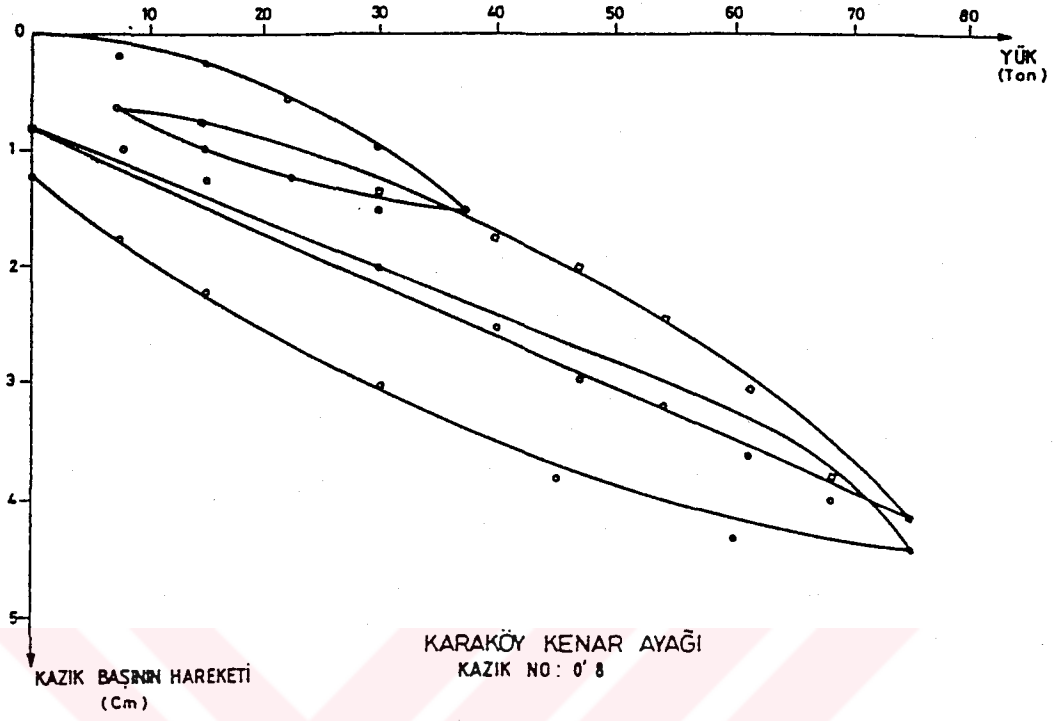
kalıcı yatay deplasmanlar sırasıyla 49 mm ve 28 mm olmuştur.

Karaköy Yaklaşım Açıklığının'da 7'.1 ve 7'.2 no.lu kazıklar üzerinde yapılan testte ise 1. kademe yükleme tamamlandıktan sonra, 2. kademe yükleme 22 tonda hidrolik kriko sisteminin limit durumuna ulaşması neticesinde, test yükü boşaltılarak teste son verilmiştir. 25 tonda kazıkların yatay hareketleri yük-deplasman eğrisinin gidişinden extrapolasyon ile bulunmuştur. Şekil 4.8 de verilen yük-kazıkbaşı yatay deplasman eğrisinden görüleceği gibi, 10 tonluk 1. kademe yükleme sonunda 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıklarda meydana gelen deplasmanlar sırasıyla 355 mm. ve 360 mm. olmuştur. 2. kademe yüklemede ise 22 tonluk yük altında 7'.1 nolu kazıkta 895 mm.; 7'.2 nolu kazıkta ise 955 mm. toplam yatay deplasman meydana gelmiştir. Test yükünün kademeli olarak boşaltılmasından sonra, 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıklardaki kalıcı deplasmanlar ise sırasıyla 135 mm. ve 160 mm. olmuştur.

Karaköy Kenar Ayağının'da 0'.8 ve 0'.9 no.lu kazıklar üzerinde yapılan testte ise 2.kademe yüklemede kazık, 75 tonda yeterli süre bekletilemeden boşaltılmak zorunda kalındığından, 3. bir kademe uygulanmıştır. Şekil 4.9 da verilen yatay yük-kazıkbaşı yatay deplasman eğrisinden görüleceği gibi; Tablo 4.2 verilen kenar ayaklarındaki yükleme programına uygun olarak, 1. kademedede 37,5 tonluk test yükü altında kazıklarda meydana gelen yatay deplasmanlar, 0'.8 nolu kazıkta 15.5 mm. ve 0'.9 nolu



ŞEKİL 4.8 KARAKÖY YAKLAŞIM AÇIKLIĞI 7'1 ve 7'2 NOLU KAZIKLAR YÜK-KAZIK BAŞI YATAY HAREKET EĞRİSİ



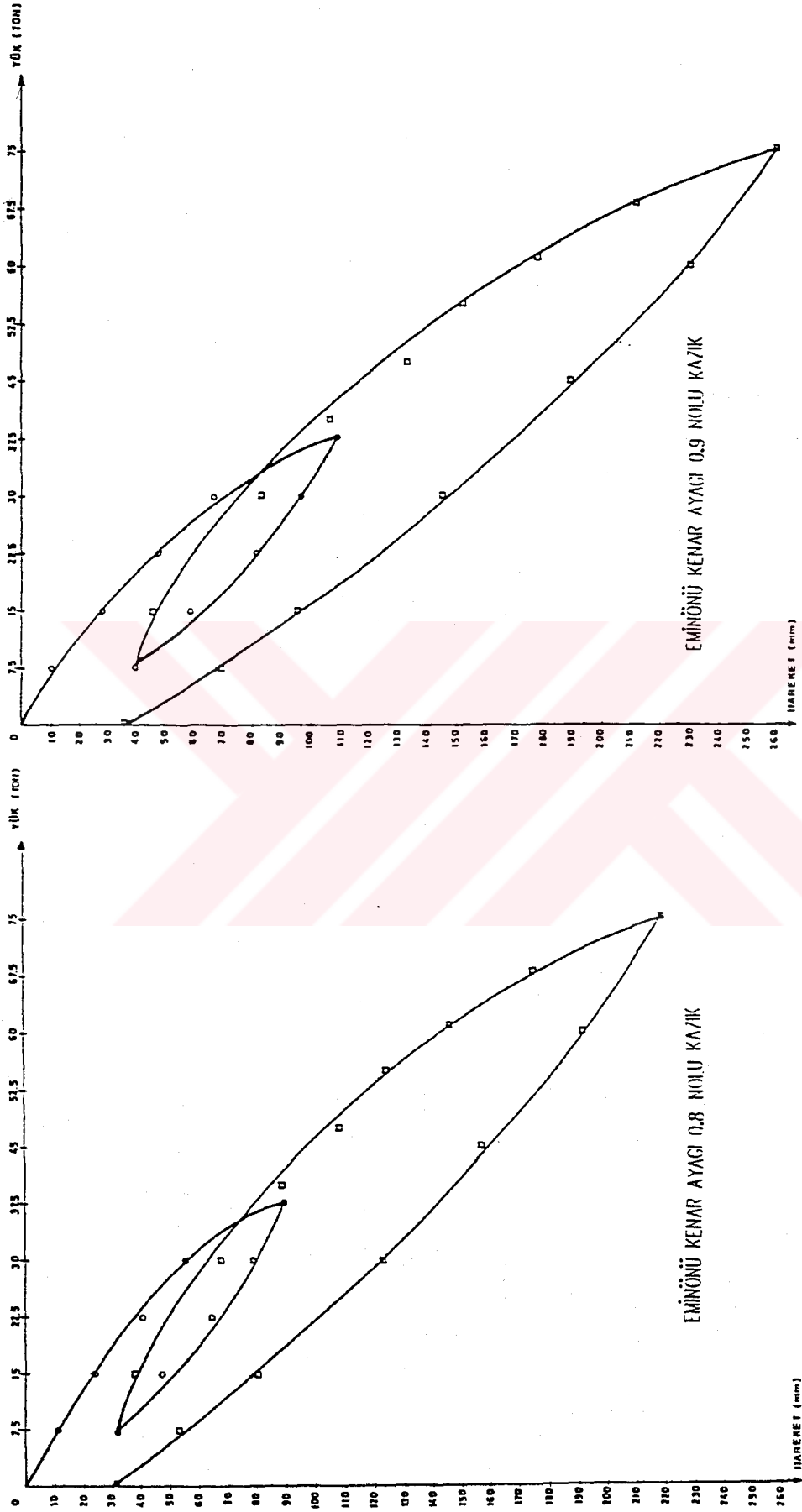
ŞEKİL 4.9 KARAKÖY KENAR AYAGI 0'8 ve 0'9 NOLU KAZIKLAR YÜK-KAZIK BAŞI YATAY HAREKET EGRİSİ

kazıkta ise 19.0 mm. olmuştur. 2. kademe yüklemede 75 tonluk maksimum test yükünde yeterli süre bekletilmeden boşaltıldığından, deney sonuçlarına esas teşkil edecek 3. kademe yüklemede ise 0'.8 nolu kazıkta 44 mm.; 0'.9 nolu kazıkta ise 48 mm. toplam deplasman meydana gelmiş ve yükün kademeli olarak boşaltılmasından sonra 0'.8 ve 0'.9 nolu kazıklardaki kazıkbaşı yatay deplasmanları sırasıyla, 12.5 mm. ve 16.5 mm. olmuştur.

Eminönü Kenar Ayağında ise test yükü, Tablo 4.2 de verilen yükleme programına uygun olarak 2 kademe tatbik edilmiştir. Yükleme deneyi sonucunda, Şekil 4.10 da verilen yatay yükler kazıkbaşı yatay deplasman eğrisinden görüleceği gibi; 37.5 tonluk 1. kademe yük altında 0.8 nolu kazıkta 88.5 mm. ; 0.9 nolu kazıkta ise 109 mm. yatay deplasman meydana gelmiştir. 2. kademe uygulanan 75 tonluk maksimum test yükü altında da meydana gelen toplam kazıkbaşı yatay deplasmanları 0.8 nolu kazıkta 220 mm. ve 0.9 nolu kazıkta ise 260 mm. olmuştur. 75 tonluk test yükünün kademeli boşaltılmasından sonra ise 0.8 ve 0.9 nolu kazıklardaki kalıcı yatay deplasmanlar ise sırasıyla, 31.5 mm. ve 36 mm. dir.

4.7 Yatay Yükleme Deneyleri Sonuçları

Bölüm 4.6'da belirtilen hususlar dışında, yükleme programlarına uygun tatbik edilen yükleme deneyleri hiçbir aksaklık meydana gelmeden tamamlanmıştır. Dört bölgede, her



ŞEKİL 4.10 EMINÖNÜ KENAR AYAGI 0.8 ve 0.9 NOLU KAZIKLAR YÜK-KAZIK BAŞI YATAY HAREKET EGRİSİ

yük kademesinde belirli zaman aralıklarında alınan okumalara bağlı olarak, her kazık için Şekil 4.7, Şekil 4.8, Şekil 4.9 ve Şekil 4.10 da verilen yatay yük-kazık başı yatay hareket eğrileri ile ortak zaman bazlı yük ve kazıkbaşı yatay hareket eğrileri çizilmiştir. Eminönü Kenar Ayağı, Eminönü Yaklaşım Açıklığı , Karaköy Kenar Ayağı ve Karaköy Yaklaşım Açıklığında herbir test kazığı için çizilen ortak zaman bazlı yük ve kazıkbaşı yatay hareket eğrileri de sırasıyla Ek-B, Şekil B.1, Şekil B.2, Şekil B.3, Şekil B.4, Şekil B.5, Şekil B.6, Şekil B.7 ve Şekil B.8 de gösterilmiştir.

Yeni Galata Köprüsü statik yatay yükleme deneyleriyle ilgili bilgiler ve test sonuçları müşavir Mott,Hay and Anderson Int. Ltd'in 1987 ve 1988 tarihli raporları ile Kın (1991) de detaylı olarak verilmiştir.

Eminönü Kenar Ayağı,Eminönü Yaklaşım Açıklığı,Karaköy Kenar Ayağı ve Karaköy Yaklaşım Açıklığı'nda yapılan yükleme deneyleri sonucunda elde edilen değerler Tablo 4.4 de özetlenmiş olup, yükleme deneyleri esnasında her yük kademesinde beklenen süreler ve alınan değerler Ek-C de Tablo C1 , Tablo C2 , Tablo C3 ve Tablo C4 de verilmiştir.

TABLO 4.4 Yeni Galata Köprüsü Kazıklarında Yapılan
Yatay Yükleme Deneyleri Sonuçları

Test No	Yeri	Kazık No	Test Yüğü (Ton)	Kazık Başının Yatay Hareketi (mm)		Kazık Başının Dönmesi (mm/m) Toplam
				Toplam	Kalıcı	
1	Eminönü Kenar Ayağı	0.8	37.5	88.5	—	6.40
			75	220.0	31.5	15.00
		0.9	37.5	109.0	—	7.10
			75	260.0	36.0	15.00
2	Eminönü Yaklaşım Açıklığı	4.3	10	125.0	—	5.00
			25	362.0	49.0	13.50
		4.4	10	113.0	—	4.50
			25	318.0	28.0	12.00
3	Karaköy Kenar Ayağı	0'.8	37.5	15.5	—	1.70
			75	44.0	12.5	2.70
		0'.9	37.5	19.0	—	1.45
			75	48.0	16.5	2.20
4	Karaköy Yaklaşım Açıklığı	7'.1	10	355.0	—	12.10
			22	895.0	135.0	30.30
		7'.2	10	360.0	—	11.60
			22	955.0	160.0	22.20

BÖLÜM 5

YATAK KATSAYISI BELİRLEME YÖNTEMLERİNİN YENİ GALATA KÖPRÜSÜ KAZIKLARINDA UYGULANMASI

Bölüm.3 de anlatılan yatay yatak katsayısı belirleme yöntemleri Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında üzerinde yatay yükleme deneyi yapılmış olan Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0.'9 nolu; Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7.'2 nolu ; Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 nolu ve Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 nolu kazıklarda uygulanmıştır.

Kazık boyunca yatay yatak katsayısının değişiminin belirlenmesinde, Mott Hay Anderson'nun 1983 ; Temel Araştırma A.Ş.'nin 1986 ve 1987 tarihli Geoteknik Raporları ile İ.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Rapor (Ansal,1986) da verilmiş olan zemin profilleri ve özellikleri ile çeşitli arazi ve laboratuvar deneylerinin sonuçlarından yararlanılmıştır.

Söz konusu arazi deneyleri ; standart penetrasyon deneyi (SPT), presyometre deneyi (PMT) ve arazi ve yn deneyleri olup, laboratuvar da yapılan odometre ve direkt basit kesme deneyi sonuçları da kullanılmıştır.

5.1 Zemin Elastisite Modülünden Yatay Yatak Katsayılarının Hesaplanması

Bu çalışmada, zemin elastisite modülünün hesaplanmasında, SPT deneyi sonucunda elde edilen (N) darbe sayıları ile zemin elastisite modülü, E_s arasında verilen korelasyonlar ve i.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Rapor'da (Ansal 1986) köprü ekseni boyunca yer alan kil tabakası için verilen, zemin elastisite modülünün derinlikle değişimi kullanılmıştır.

Bu değerler kullanılarak, yatay yükleme deneyi yapılan 4 bölgedeki test kazıkları için Bölüm 3.1 de verilen çeşitli yöntemlerden yararlanılarak yatay yatak katsayılarının, derinlikle değişimleri bulunmuştur.

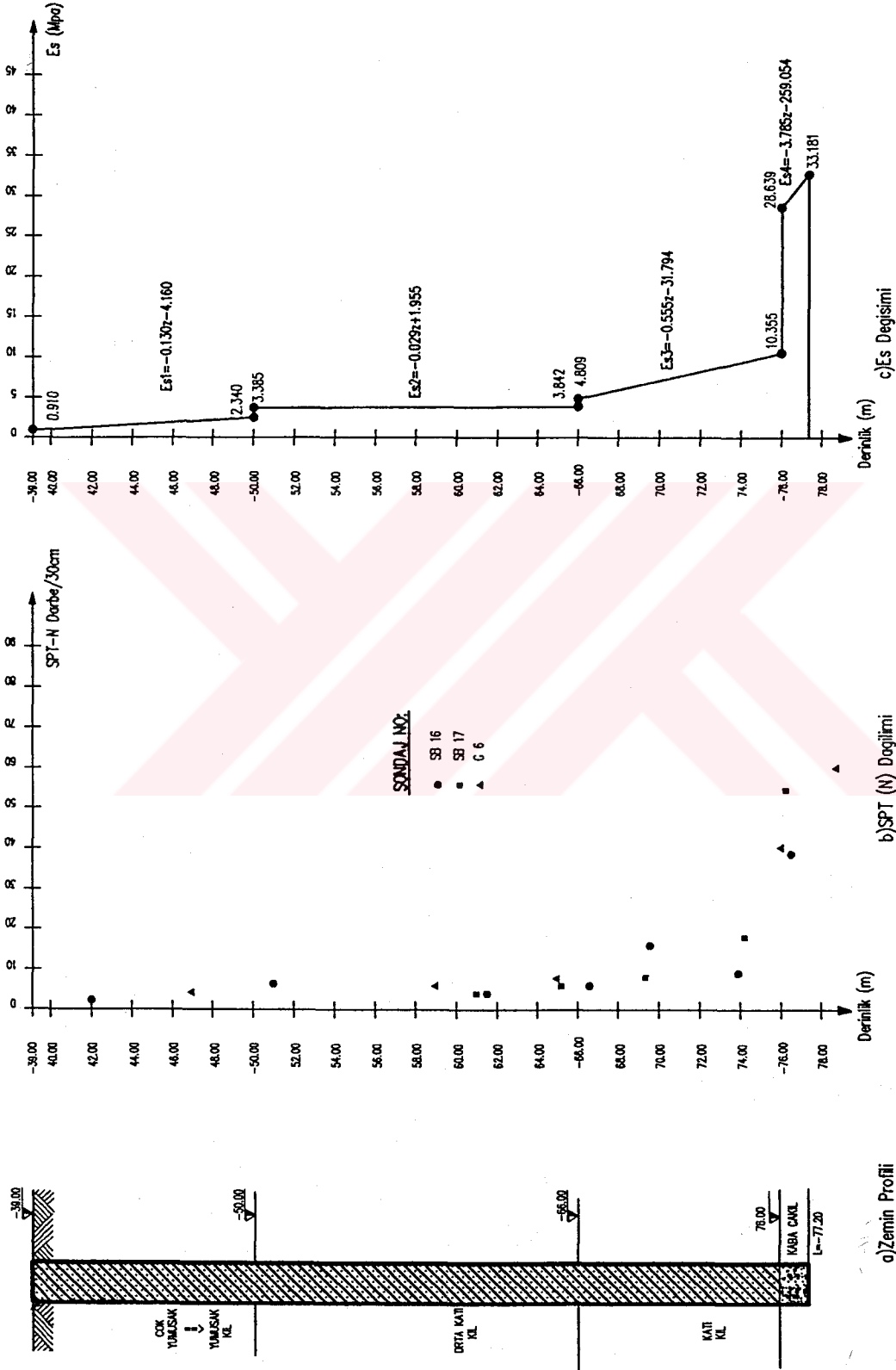
5.1.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıkların bulunduğu bölgedeki SB.16, SB.17 ve G.6 nolu sondajlarda zemin yüzeyinden itibaren çeşitli derinliklerde yapılan SPT deneylerinden elde edilen N, darbe sayıları kullanılarak Bölüm 3.1 de, Yoshida & Yoshinaka (1972) tarafından verilen Denklem 3.2 yardımı ile her N değeri için bir zemin elastisite modülü, E_s bulunmuştur. Bu bölgedeki zemin profilinde yeralan dört tabaka için en küçük kareler yöntemi kullanılarak E_s değerlerinin kazık boyunca değişimini en iyi şekilde temsil eden E_s eğrileri ayrı ayrı hesaplanmıştır.

Zemin profili, SPT darbe sayılarının derinlikle dağılımı ve her tabaka için hesaplanan E_s eğrileri Şekil 5.1 de gösterilmiştir. E_s eğrileri için verilen bağıntılarda, z değerleri (-) olarak yerine konulacaktır. SPT darbe sayılarından hesaplanan E_s değerleri yardımıyla Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977) , Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3'de verilmiş Denklem (3.5), (3.6), (3.7), (3.8), (3.10), (3.11), (3.12), (3.13), (3.14) kullanılarak her E_s e karşı gelen yatay yatak katsayısı, k_h değerleri hesaplanmıştır. Her tabaka için, bu değerler kullanılarak k_h 'nın derinlik boyunca değişimini en iyi şekilde temsil eden eğriler en küçük kareler yöntemi ile bulunmuş ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.1 de verilmiştir. Tablodaki tüm bağıntılarda z değerleri (-) olarak yerine konulacaktır.

Ayrıca bu bölgede köprü ekseni boyunca yeralan siltli kil tabakası için i.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Raporda (Ansal,1986), bu tabakadan alınmış örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan odometre ve direkt basit kesme deneyi sonucunda elde edilen ve Şekil 5.2 de verilen zemin elastisite modülü E_s 'in derinlikle değişimi kullanılmıştır. Ancak -39.0 m.ile -50.0 m. kotları arasındaki çok yumuşak-yumuşak kil tabakasının bulunduğu üst kısımda örselenmemiş numune alınamadığından bu bölgedeki E_s değişimi için -50.0 m. ile -76.0 m. kotları arasında yapılan regrasyon analizi sonucunda aşağıdaki ;

$$E_s = -1490 z - 50420 \text{ (kPa)} \quad (5.1)$$



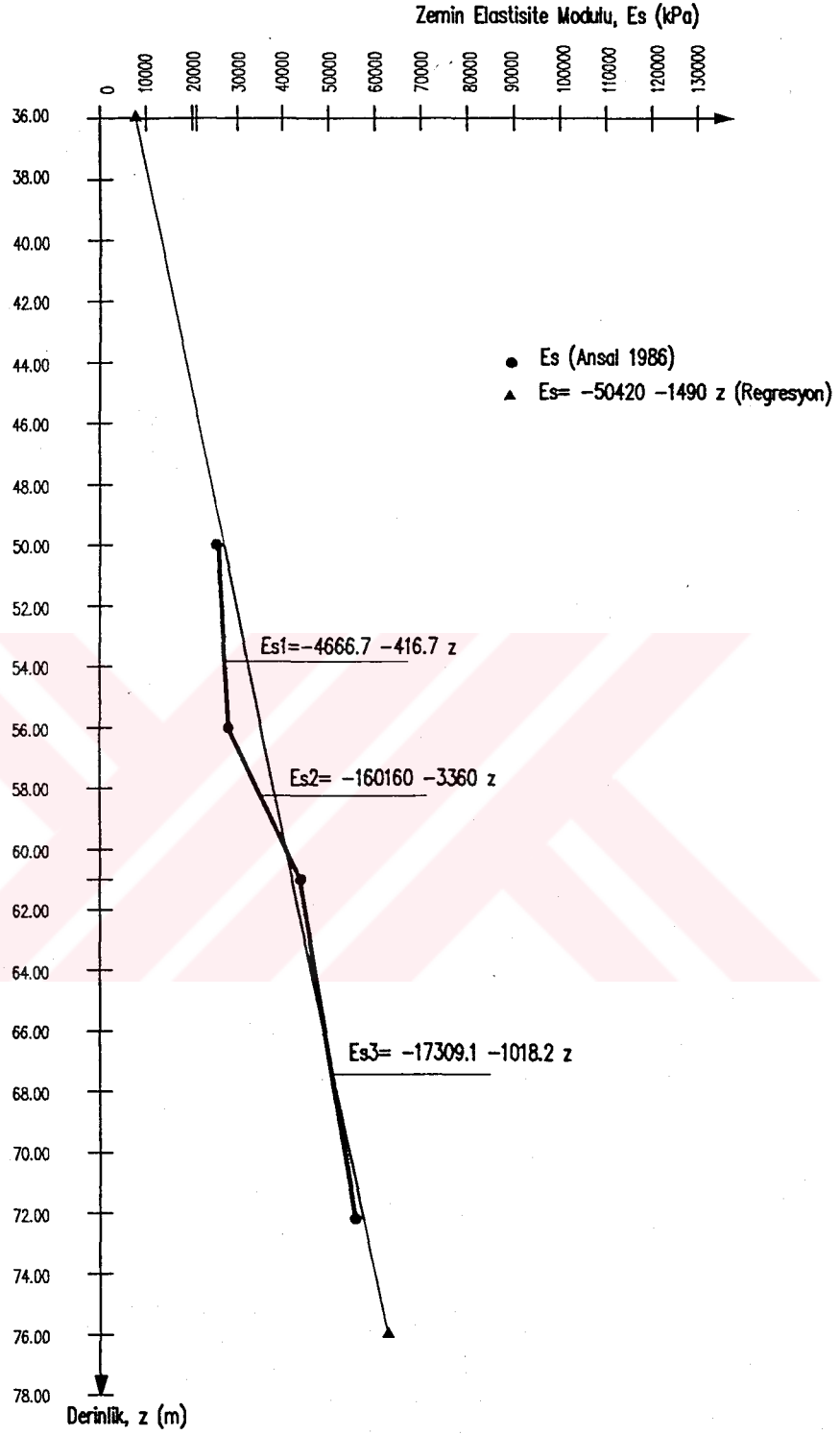
c) Es Degisimi

b) SPT (N) Dagilimi

SEKİL 5.1 Karakoy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 nolu Kazıkların Bulundugu Bolgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayisi (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi

TABLO 5.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıklar İçin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m³)

YÖNTEM	ZEMİN	COK YUMUSAK-YUMUSAK KİL (-39.00 & -50.00 m.)	ORTA KATI KİL (-50.00 & -66.00 m.)	KATI KİL (-66.00 & -76.00 m.)	KABA CAKIL (-76.00 & -77.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = -2.028 - 0.064 z$	$k_h = 0.953 - 0.014 z$	$k_h = -15.501 - 0.271 z$	$k_h = -126.300 - 1.846 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = -1.539 - 0.048 z$	$k_h = 0.724 - 0.011 z$	$k_h = -11.764 - 0.206 z$	$k_h = -95.850 - 1.401 z$
VESIC (1961)		$k_h = -1.070 - 0.033 z$	$k_h = 0.435 - 0.008 z$	$k_h = -9.130 - 0.157 z$	$k_h = -84.027 - 1.217 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = -1.581 - 0.049 z$	$k_h = 0.674 - 0.012 z$	$k_h = -13.098 - 0.226 z$	$k_h = -117.682 - 1.707 z$
POULOS (1971)		$k_h = -1.706 - 0.053 z$	$k_h = 0.802 - 0.012 z$	$k_h = -13.036 - 0.228 z$	$k_h = -106.212 - 1.552 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = -2.080 - 0.065 z$	$k_h = 0.978 - 0.015 z$	$k_h = -15.897 - 0.278 z$	$k_h = -129.527 - 1.893 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = -4.160 - 0.130 z$	$k_h = 1.956 - 0.030 z$	$k_h = -31.794 - 0.556 z$	$k_h = -259.054 - 3.786 z$
BOWLES (1989)		$k_h = -2.140 - 0.065 z$	$k_h = 0.870 - 0.016 z$	$k_h = -18.260 - 0.314 z$	$k_h = -168.053 - 2.433 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = -8.184 - 0.162 z$	$k_h = 2.435 - 0.037 z$	$k_h = -39.583 - 0.692 z$	$k_h = -322.522 - 4.714 z$



SEKIL 5.2 Siltli Kil Tabakasındaki Zemin Elastisite Modulu, E_s in Derinlikle Degisimi (Ansal 1986)

bağıntısı elde edilmiştir (Şekil 5.2). Bu bağıntıdadaki E_s değerleri (-) olarak yerine konulacaktır. E_s değişiminin -39.0 m ile -50.0 m kotları arasındaki üst kısımda da aynı olacağı varsayılarak E_s değerleri ekstrapolasyon ile bulunmuştur. Kazık boyunca elde edilen bu E_s değerleri yardımıyla da Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilen (3.5), (3.6), (3.7), (3.8), (3.10), (3.11), (3.12), (3.13) ve (3.14) denklemleriyle her E_s e karşı gelen yatay yatak katsayısı, k_h değerleri hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleride Tablo 5.2 de verilmiştir.

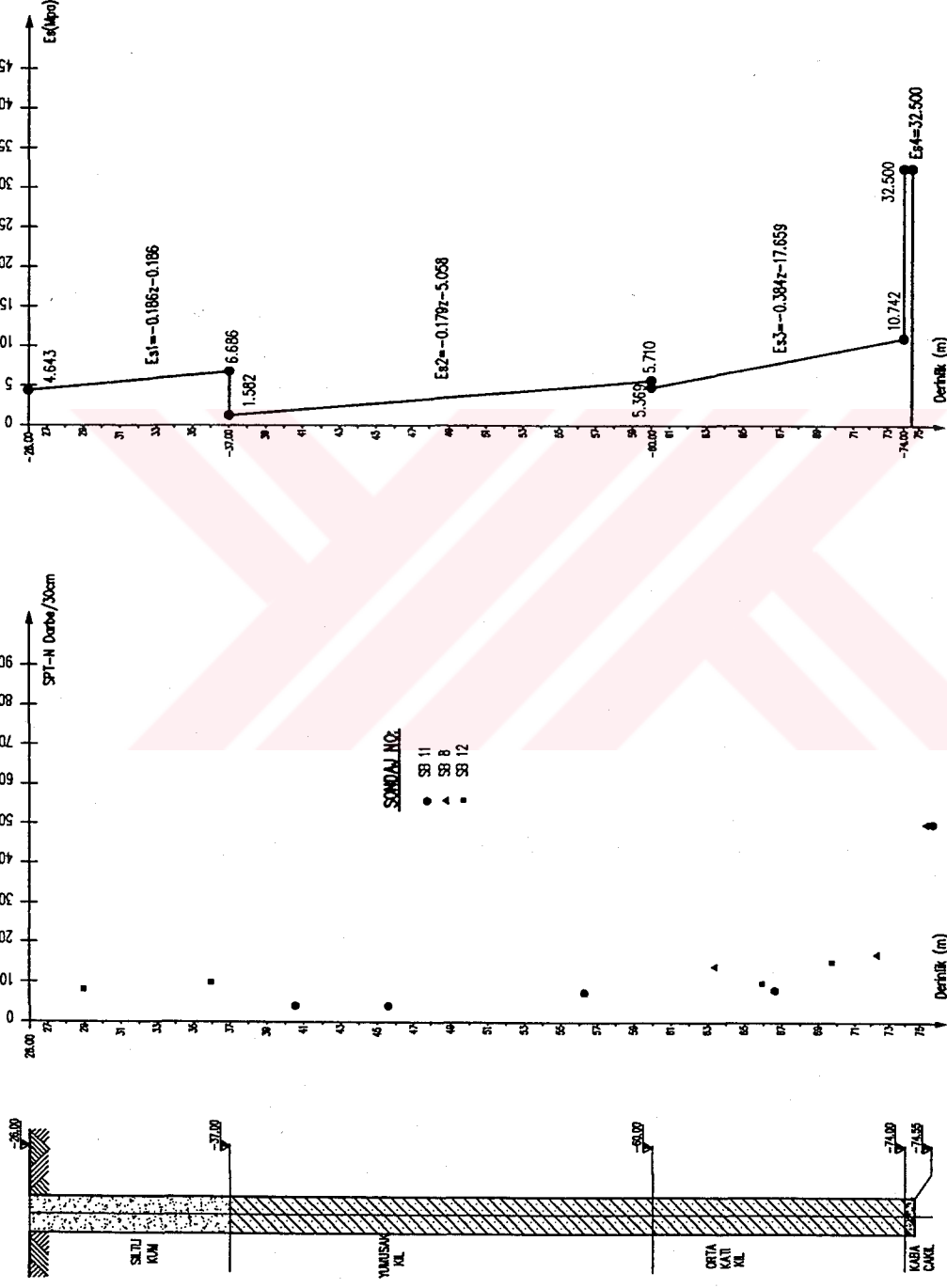
5.1.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 nolu kazıkların bulunduğu bölgedeki SB.8 , SB.11 ve SB.12 nolu sondajlarda zemin yüzeyinden itibaren çeşitli derinliklerde yapılan SPT deneyleri sonucunda elde edilen (N) darbe sayıları yardımıyla Yoshida & Yoshinaka (1972) tarafından Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.2) kullanılarak her N değeri için bir zemin elastisite modülü (E_s) bulunmuştur. En küçük kareler yöntemi kullanılarak zemin profilinde gösterilen dört tabaka için elde edilen E_s eğrileri, zemin profili ve SPT darbe sayılarının derinlikle dağılımıyla birlikte Şekil 5.3 de gösterilmiştir.

Bu E_s değerleri yardımıyla Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1984), Poulos (1971), DIN 4014 (1977),

TABLO 5.2 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıklar İçin Kil Tabakasında Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m³)

YÖNTEM	ZEMİN	KİL (-39.00 & -50.00 m.)	KİL (-50.00 & -56.00 m.)	KİL (-56.00 & -61.00 m.)	KİL (-61.00 & -76.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = -24.580 - 0.726 z$	$k_h = 2.275 - 0.203 z$	$k_h = -78.078 - 1.638 z$	$k_h = -8.439 - 0.496 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = -18.655 - 0.551 z$	$k_h = 1.726 - 0.154 z$	$k_h = -59.259 - 1.243 z$	$k_h = -6.405 - 0.377 z$
VESIC (1961)		$k_h = -10.941 - 0.323 z$	$k_h = 1.013 - 0.090 z$	$k_h = -34.755 - 0.729 z$	$k_h = -3.756 - 0.221 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = -17.143 - 0.507 z$	$k_h = 1.586 - 0.141 z$	$k_h = -54.454 - 1.142 z$	$k_h = -5.885 - 0.346 z$
POULOS (1971)		$k_h = -20.672 - 0.611 z$	$k_h = 1.913 - 0.171 z$	$k_h = -65.666 - 1.378 z$	$k_h = -7.097 - 0.417 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = -25.210 - 0.745 z$	$k_h = 2.333 - 0.208 z$	$k_h = -80.080 - 1.680 z$	$k_h = -8.655 - 0.509 z$
PYKE & BEKAE (1984)		$k_h = -50.420 - 1.490 z$	$k_h = 4.666 - 0.416 z$	$k_h = -160.160 - 3.360 z$	$k_h = -17.310 - 1.018 z$
BOWLES (1989)		$k_h = -21.857 - 0.646 z$	$k_h = 2.023 - 0.180 z$	$k_h = -69.429 - 1.456 z$	$k_h = -7.504 - 0.441 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_{if} = -6.832 - 0.202 z$	$k_{if} = 0.632 - 0.056 z$	$k_{if} = -21.702 - 0.455 z$	$k_h = -2.345 - 0.138 z$



o) Zemin Profili

b) SPT (N) Dağılımı

c) Es Dağılımı

SEKİL 5.3 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3-4.4 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi

Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.5),(3.6),(3.7),(3.8),(3.10), (3.11),(3.12),(3.13) ve (3.14) kullanılarak, yatay yatak katkayısı (k_h)'nın kazık boyunca değişimini veren eğriler en küçük kareler yöntemi ile hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.3 de verilmiştir.

Ayrıca bu bölgede, -26.0 m ile -37.0 m kotları arasında yer alan üstteki siltli kum tabakasındaki E_s değişimi için, Bölüm 3.1 Tablo 3.1 de (Bowles 1989), su altındaki kumlar için, SPT darbe sayılarına bağlı olarak verilen aşağıdaki

$$E_s = 250 (N+15) \quad (\text{kPa}) \quad (5.2)$$

bağıntısı kullanılmıştır. -37.0 m ile -74.0 m kotları arasındaki kısımda yer alan siltli kil tabakası için ise i.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Rapor (Ansal 1986) da verilen ve Şekil 5.2 de gösterilmiş zemin elastisite modülü E_s 'in derinlikle değişimi kullanılmıştır. Kazık boyunca hem kum hem de kil tabakası için elde edilen E_s değişimleri ile, Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.5),(3.6),(3.7),(3.8),(3.10),(3.11), (3.12),(3.13) ve (3.14) kullanılarak her E_s 'e karşı gelen yatay yatak katsayısı, k_h değerleri hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.4 de verilmiştir.

Yine bu bölgede yapılan presyometre deneylerinden elde edilen presyometre modülü (E_m) değerleri kullanılarak, siltli kum

TABLO 5.3 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3. ve 4.4 Nolu Kazıklar İçin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m³)

YÖNTEM	ZEMİN	SİLTİLİ KUM (-26.00 & -37.00 m.)	YUMUSAK KİL (-37.00 & -60.00 m.)	ORTA KATI KİL (-60.00 & -74.00 m.)	KABA ÇAKIL (-74.00 & -75.00 m.)
		k_h	k_h	k_h	k_h
GLICK (1948)		$k_h = -0.091 - 0.091 z$	$k_h = -2.466 - 0.088 z$	$k_h = -8.610 - 0.187 z$	$k_h = 15845$
TERZAGHI (1955)		$k_h = -0.069 - 0.069 z$	$k_h = -1.871 - 0.067 z$	$k_h = -6.534 - 0.142 z$	$k_h = 12025$
VESIC (1961)		$k_h = -0.176 - 0.052 z$	$k_h = -1.433 - 0.049 z$	$k_h = -5.270 - 0.111 z$	$k_h = 9629$
FRANCIS (1964)		$k_h = -0.204 - 0.075 z$	$k_h = -2.060 - 0.071 z$	$k_h = -7.488 - 0.159 z$	$k_h = 13738$
POULOS (1971)		$k_h = -0.076 - 0.076 z$	$k_h = -2.074 - 0.074 z$	$k_h = -7.241 - 0.157 z$	$k_h = 13325$
DIN 4014 (1977)		$k_h = -0.093 - 0.093 z$	$k_h = -2.529 - 0.090 z$	$k_h = -8.830 - 0.192 z$	$k_h = 16250$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = -0.186 - 0.186 z$	$k_h = -5.058 - 0.180 z$	$k_h = -17.660 - 0.384 z$	$k_h = 32500$
BOWLES (1989)		$k_h = -0.352 - 0.104 z$	$k_h = -2.866 - 0.097 z$	$k_h = -10.539 - 0.221 z$	$k_h = 19257$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = -0.132 - 0.132 z$	$k_h = -3.591 - 0.128 z$	$k_h = -12.539 - 0.273 z$	$k_h = 23075$

TABLO 5.4 Eminonu Yaklasim Acikligi 4.3 ve 4.4 Nolu Kaziklar Icin -26.00 Ile -37.00 m Kotlari Arasindaki Ust Kisimda Yer Alan Siltli Kum Icin SPT DeneylerindenElde Edilen Zemin Elastisite Modulunden $[E_s=250(N+15)]$ Alt Kisimdaki Kil Tabakasi Icin Ise Ansal (1986) da Verilen Zemin Elastisite Modulu Degisiminden Hesaplanan Yatay Yatak Katsayisi Denklemleri (MN/m³)

YONTEM	ZEMIN	SILTLI KUM (-26.00 & -37.00 m.)	KIL (-37.00 & -50.00 m.)	KIL (-50.00 & -56.00 m.)	KIL (-56.00 & -61.00 m.)	KIL (-61.00 & -74.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = 1.793 - 0.035 z$	$k_h = -24.580 - 0.726 z$	$k_h = 2.275 - 0.203 z$	$k_h = -78.078 - 1.638 z$	$k_h = -8.439 - 0.496 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = 1.361 - 0.027 z$	$k_h = -18.655 - 0.551 z$	$k_h = 1.726 - 0.154 z$	$k_h = -59.259 - 1.243 z$	$k_h = -6.405 - 0.377 z$
VESIC (1961)		$k_h = 0.925 - 0.018 z$	$k_h = -10.941 - 0.323 z$	$k_h = 1.013 - 0.090 z$	$k_h = -34.755 - 0.729 z$	$k_h = -3.756 - 0.221 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = 1.379 - 0.027 z$	$k_h = -17.143 - 0.507 z$	$k_h = 1.586 - 0.141 z$	$k_h = -54.454 - 1.142 z$	$k_h = -5.885 - 0.346 z$
POULOS (1971)		$k_h = 1.508 - 0.029 z$	$k_h = -20.672 - 0.611 z$	$k_h = 1.913 - 0.171 z$	$k_h = -65.666 - 1.378 z$	$k_h = -7.097 - 0.417 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = 1.839 - 0.036 z$	$k_h = -25.210 - 0.745 z$	$k_h = 2.333 - 0.208 z$	$k_h = -80.080 - 1.680 z$	$k_h = -8.655 - 0.509 z$
PYKE &BEIKAE (1984)		$k_h = 3.678 - 0.072 z$	$k_h = -50.420 - 1.490 z$	$k_h = 4.666 - 0.416 z$	$k_h = -160.160 - 3.360 z$	$k_h = -17.310 - 1.018 z$
BOWLES (1989)		$k_h = 1.850 - 0.036 z$	$k_h = -21.857 - 0.646 z$	$k_h = 2.023 - 0.180 z$	$k_h = -69.429 - 1.456 z$	$k_h = -7.504 - 0.441 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = 1.912 - 0.037 z$	$k_h = -26.218 - 0.775 z$	$k_h = 2.426 - 0.216 z$	$k_h = -83.283 - 1.747 z$	$k_h = -7.504 - 0.441 z$

tabakası boyunca zemin elastisite modülü (E_s) değerleri Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.1) yardımıyla hesaplanmıştır. Bu bağıntıda kullanılan ve siltli kum tabakasındaki E_m / p_L değerine bağlı olarak Tablo 3.7 den seçilen yapı katsayısı değeri 1/3 olarak alınmıştır. Daha sonra hesaplanan bu E_s değerleri ile, E_s değerlerinin elde edildiği noktalar civarında yapılan SPT deneylerinden elde edilen darbe sayıları (N) arasında bir korelasyon kurulmuş ve aşağıdaki ;

$$E_s = 625 N \quad (kPa) \quad (5.3)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntıdan hesaplanan değerlerin maksimum hatası %12 olup ortalama hata %10 mertebesinde dir. -26.0 m. ile -37.0 m. kotları arasındaki siltli kum tabakası için Denklem (5.3) de verilen bağıntıdan elde edilen E_s değerleri ile -37.0 m. ile -74.0 m. kotları arasındaki siltli kil tabakası için Şekil 5.2 de verilen E_s değişimi (Ansal, 1986) yardımıyla, Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve yukarıda sözü edilen denklemler kullanılarak her E_s karşı gelen yatay yatak katsayısı, k_h değerleri hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleride Tablo 5.5 de verilmiştir.

5.1.3 Karaköy Kenar Ayağı

0'.8 ve 0'.9 nolu kazıkların bulunduğu bu bölgedeki B2, G15, G16 ve G17 nolu sondajlarda zemin yüzeyinden itibaren her iki metrede bir yapılan SPT deneyleri sonucunda elde edilen SPT darbe sayıları (N) kullanılarak, Yoshida & Yoshinaka (1972)

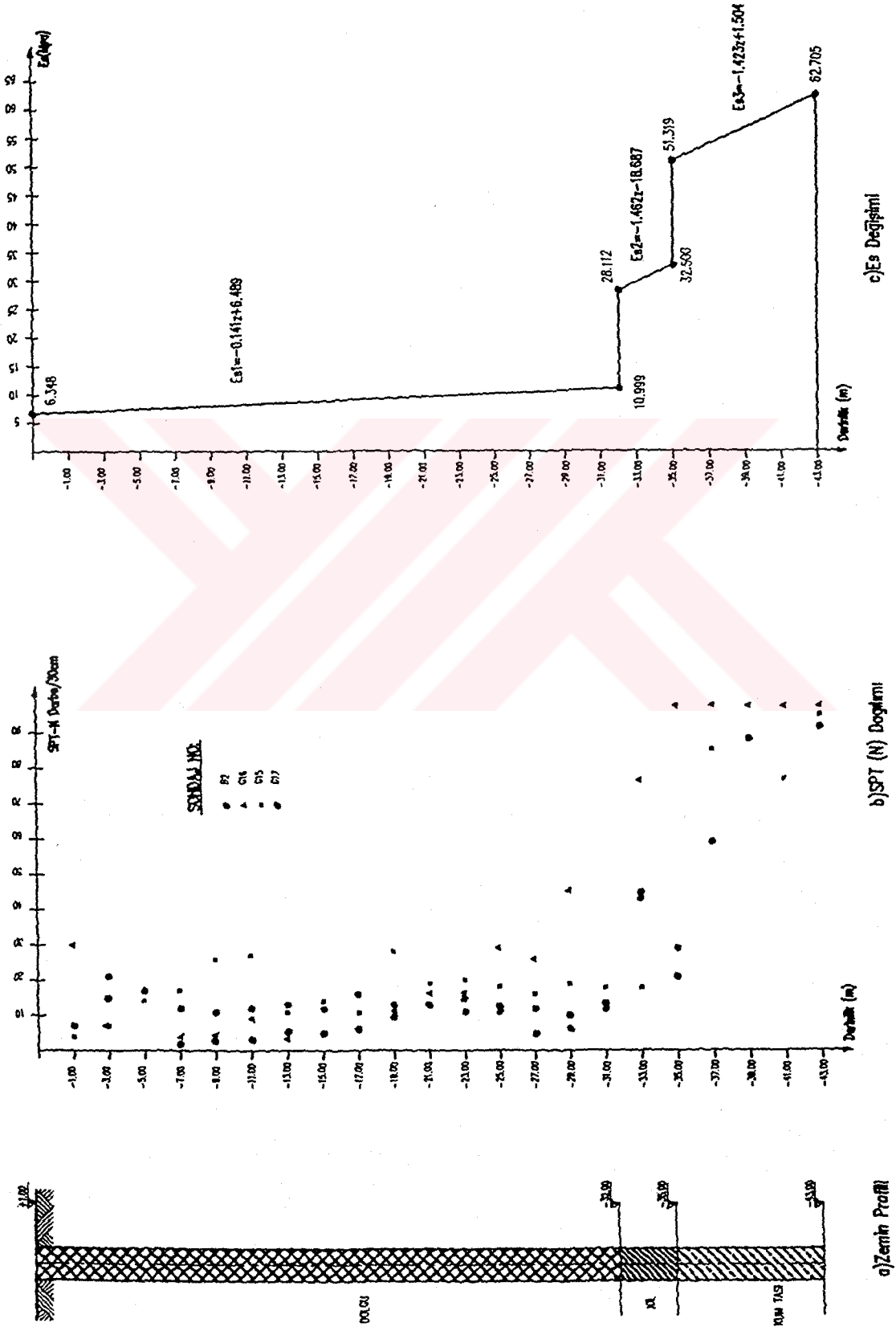
TABLO 5.5 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4,3 ve 4.4 Nolu Kazıklar İçin -26.00 İle -37.00 m Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Siltli Kum İçin SPT Deneylerinde Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünde (Es=625 N) Alt Kısımdaki Kil Tabakası İçin İse Zemin Elastisite Modülü Değişiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m³)

YÖNTEM	ZEMİN	SİLTİLİ KUM (-26.00 & -37.00 m.)	KİL (-37.00 & -50.00 m.)	KİL (-50.00 & -56.00 m.)	KİL (-56.00 & -61.00 m.)	KİL (-61.00 & -74.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = -0.087 - 0.087 z$	$k_h = -24.580 - 0.726 z$	$k_h = 2.275 - 0.203 z$	$k_h = -78.078 - 1.638 z$	$k_h = -8.439 - 0.496 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = -0.066 - 0.066 z$	$k_h = -18.655 - 0.551 z$	$k_h = 1.726 - 0.154 z$	$k_h = -59.259 - 1.243 z$	$k_h = -6.405 - 0.377 z$
VESIC (1961)		$k_h = -0.045 - 0.045 z$	$k_h = -10.941 - 0.323 z$	$k_h = 1.013 - 0.090 z$	$k_h = -34.755 - 0.729 z$	$k_h = -3.756 - 0.221 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = -0.067 - 0.067 z$	$k_h = -17.143 - 0.507 z$	$k_h = 1.586 - 0.141 z$	$k_h = -54.454 - 1.142 z$	$k_h = -5.885 - 0.346 z$
POULOS (1971)		$k_h = -0.073 - 0.073 z$	$k_h = -20.672 - 0.611 z$	$k_h = 1.913 - 0.171 z$	$k_h = -65.666 - 1.378 z$	$k_h = -7.097 - 0.417 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = -0.089 - 0.089 z$	$k_h = -25.210 - 0.745 z$	$k_h = 2.333 - 0.208 z$	$k_h = -80.080 - 1.680 z$	$k_h = -8.655 - 0.509 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = -0.178 - 0.178 z$	$k_h = -50.420 - 1.490 z$	$k_h = 4.666 - 0.416 z$	$k_h = -160.160 - 3.360 z$	$k_h = -17.310 - 1.018 z$
BOWLES (1989)		$k_h = -0.090 - 0.090 z$	$k_h = -21.857 - 0.646 z$	$k_h = 2.023 - 0.180 z$	$k_h = -69.429 - 1.456 z$	$k_h = -7.504 - 0.441 z$
DENEY (İTERASYON)		$k_h = -0.108 - 0.108 z$	$k_h = -30.504 - 0.901 z$	$k_h = 2.823 - 0.252 z$	$k_h = -96.897 - 2.033 z$	$k_h = -10.472 - 0.616 z$

tarafından Bölüm 3.1, Denklem 3.2 de verilen bağıntıdan her N değeri için bir zemin elastisite modülü, E_s bulunmuştur. Bu bölgedeki zemin profilinde görülen üç tabaka için en küçük kareler yöntemi kullanılarak E_s değerlerinin kazık boyunca değişimini en iyi şekilde temsil eden E_s eğrileri ayrı ayrı hesaplanmıştır. Zemin profili, SPT darbe sayılarının derinlikle dağılımı ve her tabaka için hesaplanan E_s eğrileri Şekil 5.4 de verilmiştir.

SPT darbe sayılarından hesaplanan E_s değerleri yardımıyla Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilmiş Denklem (3.5), (3.6), (3.7), (3.8), (3.10), (3.11), (3.12), (3.13) ve (3.14) kullanılarak her E_s 'e karşı gelen yatay yatak katsayısı (k_h) değerleri hesaplanmıştır. Her tabaka için, bu değerler kullanılarak k_h 'nın derinlik boyunca değişimini en iyi şekilde temsil eden eğriler hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.6 da verilmiştir.

Ayrıca, bu bölgede Yoshida & Yoshinaka tarafından zemin elastisite modülü E_s ile SPT darbe sayıları N arasında Denklem (3.2) ile verilen korelasyon dışında, bu bölgede yapılmış arazi deneylerinden yararlanılarak E_s ile N arasında bir korelasyon kurulmaya çalışılmıştır. Bu bölgede SPT deneylerinden başka sadece presyometre deneylerinin olması sebebiyle, presyometre deneylerinden dolaylı olarak elde edilen E_s ile N arasında bir korelasyon kurulmuştur.



a) Zemin Profili

b) SPT (N) Dağılımı

c) Es Değişimi

ŞEKİL 5.4 Karaköy Kenar Ayığı 0'8 ve 0'9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi

TABLO 5.6 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 Ve 0'9 Nolu Kazıklar İçin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m³)

YÖNTEM	ZEMİN	DOLGU (+1.00 & -32.00 m.)	KİL (-32.00 & -35.00 m.)	KUMTASI (-35.00 & -43.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = 3.164 - 0.069 z$	$k_h = -9.111 - 0.713 z$	$k_h = 0.733 - 0.694 z$
TERZAGHI. (1955)		$k_h = 2.401 - 0.053 z$	$k_h = -6.915 - 0.541 z$	$k_h = 0.556 - 0.527 z$
VESIC (1961)		$k_h = 1.711 - 0.041 z$	$k_h = -8.625 - 0.528 z$	$k_h = 0.784 - 0.475 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = 2.514 - 0.058 z$	$k_h = -11.490 - 0.728 z$	$k_h = 0.778 - 0.662 z$
POULOS (1971)		$k_h = 2.661 - 0.058 z$	$k_h = -7.662 - 0.599 z$	$k_h = 0.617 - 0.584 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = 3.245 - 0.071 z$	$k_h = -9.344 - 0.731 z$	$k_h = 0.752 - 0.712 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = 6.490 - 0.142 z$	$k_h = -18.690 - 1.462 z$	$k_h = 1.504 - 1.424 z$
BOWLES (1989)		$k_h = 3.421 - 0.081 z$	$k_h = -17.250 - 1.055 z$	$k_h = -1.567 - 0.949 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = 2.998 - 0.066 z$	$k_h = -8.634 - 0.675 z$	$k_h = 0.695 - 0.658 z$

+1.0 m. kotu ile -32.0 m. kotları arasındaki dolgu tabakasında yapılan presyometre deneyleri sonucunda elde edilen E_m değerleri yardımıyla Bölüm 3.1, Denklem (3.1) kullanılarak zemin elastisite modülü E_s değerleri hesaplanmıştır. Bu bağıntıda kullanılan ve E_m / p_L değerine bağlı olarak Tablo 3.7'den seçilen yapı katsayısı , 1/4 olarak alınmıştır. Bu şekilde hesaplanan E_s değerleri ile,presyometre deneylerinin yapıldığı noktalar civarındaki SPT darbe sayıları N arasında kurulan korelasyon sonucunda;

$$E_s = 700 N \quad (kPa) \quad (5.4)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı ile elde edilen E_s değerlerinin maksimum hatası %10 olup ortalama hata %8 mertebesinde dir. Üstteki dolgunun altında, -32.0 m. ile -35.0 m. kotları arasında yer alan kil tabakası için Şekil 5.2 'de verilen (Ansal,1986) zemin elastisite modülü E_s 'in derinlikle değişimi kullanılmıştır.

-35.0 m. ile -43.0 m. kotları arasındaki kumtaşı tabakası içinde yine presyometre modülü E_m 'den Denklem (3.1) ile elde edilen E_s değerleri ile SPT darbe sayıları (N) arasında kurulan korelasyondan aşağıdaki ;

$$E_s = 550 N \quad (kPa) \quad (5.5)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı ile elde edilen E_s değerlerinin maksimum hatası % 13 olup,ortalama hata %10 dur. Elde edilen bu bağıntılar sadece bu bölgedeki zemin koşulları için geçerli olup, genel amaçlar için kullanılmamalıdır.

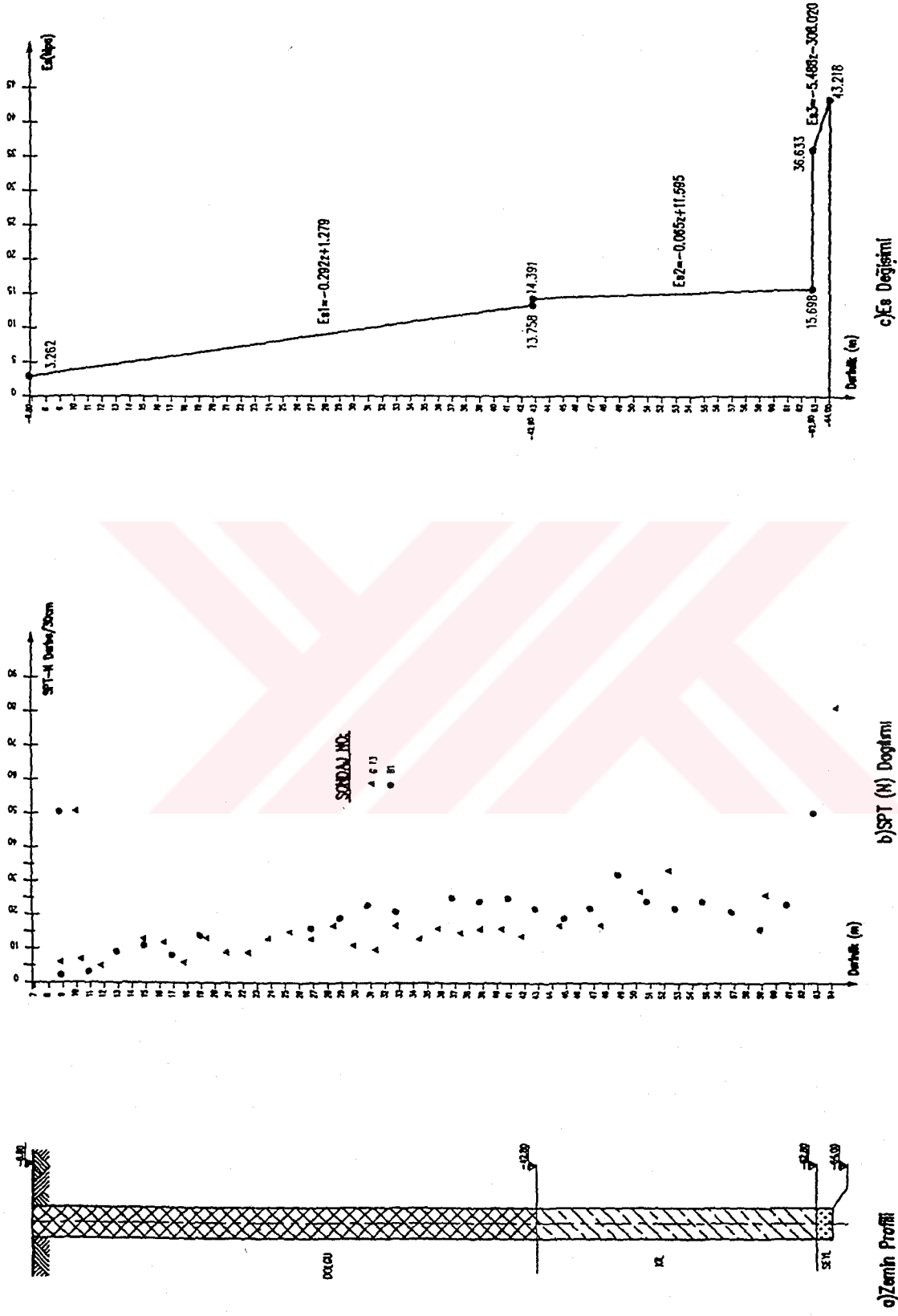
Kazık boyunca her üç tabaka için elde edilen bu E_s değerleri yardımıyla Glick(1948), Terzaghi(1955), Vesic(1961), Francis (1964), Poulos(1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae(1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen yukarıda bahsi geçen denklemler kullanılarak her tabaka için yatay yatak katsayısı k_h 'nın derinlikle değişimini veren eğriler hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.7 de verilmiştir.

5.1.4 Eminönü Kenar Ayağı

Her üç bölgede olduğu gibi, 0.8 ve 0.9 nolu kazıkların bulunduğu Eminönü Kenar Ayağı Bölgesinde de; B1 , G13 ve SB13 nolu sondajlarda yapılan SPT deneylerinden elde edilen N darbe sayıları kullanılarak, Yoshida & Yoshinaka (1972) tarafından verilen Denklem (3.2) yardımı ile her N değeri için bir zemin elastisite modülü, E_s bulunmuştur. Bu bölgedeki zemin profilinde yer alan üç tabaka için en küçük kareler yöntemi kullanılarak E_s değerlerinin kazık boyunca dağılımını en iyi şekilde temsil eden E_s eğrileri ayrı ayrı hesaplanmıştır. Zemin profili, SPT darbe sayılarının derinlikle dağılımı ve her tabaka için hesaplanan E_s eğrileri Şekil 5.5 de gösterilmiştir. SPT darbe sayılarından hesaplanan E_s değerleri yardımıyla, Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Francis (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.5),(3.6),(3.7), (3.8),(3.10),(3.11), (3.12),(3.13) ve (3.14) kullanılarak, her tabaka için yatay yatak katsayısı k_h 'nın derinlikle değişimini en iyi şekilde temsil eden eğriler hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.8 de verilmiştir.

TABLO 5.7 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 Ve 0'9 Nolu Kazıklar İçin +1,00 İle -32,00 m Kotları Arasındaki Üst Kısımda Yer Alan Dolgu Ve Altındaki Kumtaşı Tabakaları İçin SPT Deneylerinde Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden (Es=700 N Dolgu Ve Es= 550 N Kumtaşı) Aradaki Kil Tabakası İçin İse Zemin Elastisite Modülü Değişiminde (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m3)

YÖNTEM	ZEMİN	DOLGU (+1.00 & -32.00 m.)	KİL (-32.00 & -35.00 m.)	KUMTASI (-35.00 & -43.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = 3.407 - 0.074 z$	$k_h = 2.275 - 0.204 z$	$k_h = 0.621 - 0.587 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = 2.586 - 0.056 z$	$k_h = 1.726 - 0.155 z$	$k_h = 0.471 - 0.445 z$
VESIC (1961)		$k_h = 1.834 - 0.040 z$	$k_h = 1.225 - 0.110 z$	$k_h = 0.334 - 0.316 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = 2.700 - 0.059 z$	$k_h = 1.803 - 0.162 z$	$k_h = 0.492 - 0.465 z$
POULOS (1971)		$k_h = 2.865 - 0.062 z$	$k_h = 1.913 - 0.171 z$	$k_h = 0.522 - 0.494 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = 3.494 - 0.076 z$	$k_h = 2.333 - 0.209 z$	$k_h = 0.637 - 0.602 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = 6.988 - 0.152 z$	$k_h = 4.667 - 0.417 z$	$k_h = 1.273 - 1.205 z$
BOWLES (1989)		$k_h = 3.669 - 0.080 z$	$k_h = 2.450 - 0.220 z$	$k_h = 0.669 - 0.632 z$
DENEY (İTERASYON)		$k_h = 3.005 - 0.065 z$	$k_h = 2.006 - 0.180 z$	$k_h = 0.548 - 0.518 z$



ŞEKİL 5.5 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Profili ve SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı ile Zemin Elastisite Modülünün Derinlikle Değişimi

TABLO 5.8 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 Ve 0.9 Nolu Kazıklar İçin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modülünden ($E_s=650$ N) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denklemleri (MN/m^3)

YÖNTEM	ZEMİN	DOLGU (-6.80 & -42.80 m.)	KİL (-42.80 & -62.80 m.)	SEYL (-62.80 & -64.00 m.)
GLICK (1948)		$k_h = 0.623 - 0.142 z$	$k_h = 5.653 - 0.032 z$	$k_h = -150.173 - 2.675 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = 0.473 - 0.108 z$	$k_h = 4.291 - 0.024 z$	$k_h = -113.967 - 2.031 z$
VESIC (1961)		$k_h = 0.211 - 0.083 z$	$k_h = 3.171 - 0.019 z$	$k_h = -102.735 - 1.810 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = 0.362 - 0.120 z$	$k_h = 4.612 - 0.028 z$	$k_h = -143.300 - 2.530 z$
POULOS (1971)		$k_h = 0.524 - 0.120 z$	$k_h = 4.754 - 0.026 z$	$k_h = -126.288 - 2.250 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = 0.639 - 0.146 z$	$k_h = 5.798 - 0.032 z$	$k_h = -154.010 - 2.744 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = 1.278 - 0.292 z$	$k_h = 11.596 - 0.064 z$	$k_h = 308.020 - 5.488 z$
BOWLES (1989)		$k_h = 0.421 - 0.167 z$	$k_h = 6.341 - 0.039 z$	$k_h = -205.470 - 3.621 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = 0.399 - 0.091 z$	$k_h = 3.624 - 0.020 z$	$k_h = -96.256 - 1.715 z$

Ayrıca bu bölgede yapılan presyometre deneyleri sonucunda elde edilen presyometre modülü, E_m değerleri yardımı ile - 6.80 m. ile -42.80 m. kotları arasındaki dolgu tabakası boyunca zemin elastisite modülü, E_s değerleri Bölüm 3.1 de verilen Denklem (3.1) ile hesaplanmıştır. Bu bağıntıda kullanılan ve E_m / p_L değerlerine bağlı olarak Tablo 3.7 den seçilen yapı katsayısı değeri 1/3 olarak bulunmuştur. Hesaplanan E_s değerleri ile presyometre deneylerinin yapıldığı noktalar civarındaki SPT darbe sayıları, N arasında bir korelasyon kurularak ;

$$E_s = 400 N \quad (kPa) \quad (5.6)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı ile elde edilen E_s değerlerinin maksimum hatası %35 olup, ortalama hatası %29 mertebesinde dir. Bu bağıntıda bu bölgedeki zemin koşulları için geçerli olup, genel amaçlar için kullanılmamalıdır. Dolgunun altında -42.80 m. ile -62.80 m. kotları arasında yer alan kil tabakası için ise i.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Rapor'da (Ansal 1986) verilen ve Şekil 5.2 de gösterilmiş zemin elastisite modülü E_s 'nin derinlikle değişimi kullanılmıştır. Kazık boyunca elde edilen bu E_s değerleri yardımı ile Glick (1948), Terzaghi (1955), Vesic (1961), Fransic (1964), Poulos (1971), DIN 4014 (1977), Pyke & Beikae (1984) ve Bowles (1989) tarafından önerilen ve Bölüm 3.1 de verilmiş yukarıda bahsi geçen denklemler kullanılarak, her tabaka için yatay yatak katsayısı k_h 'nin derinlikle değişimini veren eğriler hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri Tablo 5.9 da verilmiştir.

TABLO 5.9 Eminonu Kenar Ayagi 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklar İcin -6.80 m İle -42.80 m Kottari Arasındaki Ust Kisimda Yer Alan Dolgu Tabakasi İcin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modulunden ($E_s=400$ N) Altındaki Kil Tabakasi İcin İse Zemin Elastisite Moduldu Degisiminden (Ansal 1986) Hesaplanan Yatay Yatak Katsayisi Denklemleri (MN/m³)

YONTEM	ZEMİN	DOLGU (-6.80 & -42.80 m.)	KİL (-42.80 & -50.00 m.)	KİL (-50.00 & -56.00 m.)	KİL (-56.00 & -62.80 m.)
GLUCK (1948)		$k_h = 0.384 - 0.088 z$	$k_h = -24.580 - 0.726 z$	$k_h = 2.275 - 0.203 z$	$k_h = -78.078 - 1.638 z$
TERZAGHI (1955)		$k_h = 0.292 - 0.067 z$	$k_h = -18.655 - 0.551 z$	$k_h = 1.726 - 0.154 z$	$k_h = -59.259 - 1.243 z$
VESIC (1961)		$k_h = 0.188 - 0.043 z$	$k_h = -10.941 - 0.323 z$	$k_h = 1.013 - 0.090 z$	$k_h = -34.755 - 0.729 z$
FRANCIS (1964)		$k_h = 0.284 - 0.065 z$	$k_h = -17.143 - 0.507 z$	$k_h = 1.586 - 0.141 z$	$k_h = -54.454 - 1.142 z$
POULOS (1971)		$k_h = 0.323 - 0.074 z$	$k_h = -20.672 - 0.011 z$	$k_h = 1.913 - 0.171 z$	$k_h = -56.666 - 1.378 z$
DIN 4014 (1977)		$k_h = 0.394 - 0.090 z$	$k_h = -25.210 - 0.745 z$	$k_h = 2.333 - 0.208 z$	$k_h = -80.080 - 1.680 z$
PYKE & BEIKAE (1984)		$k_h = 0.787 - 0.180 z$	$k_h = -50.420 - 1.490 z$	$k_h = 4.666 - 0.416 z$	$k_h = -160.160 - 3.360 z$
BOWLES (1989)		$k_h = 0.375 - 0.086 z$	$k_h = -21.857 - 0.646 z$	$k_h = 2.023 - 0.180 z$	$k_h = -69.429 - 1.456 z$
DENEY (ITERASYON)		$k_h = -0.400 - 0.091 z$	$k_h = -25.588 - 0.756 z$	$k_h = 2.386 - 0.211 z$	$k_h = -81.281 - 4.705 z$

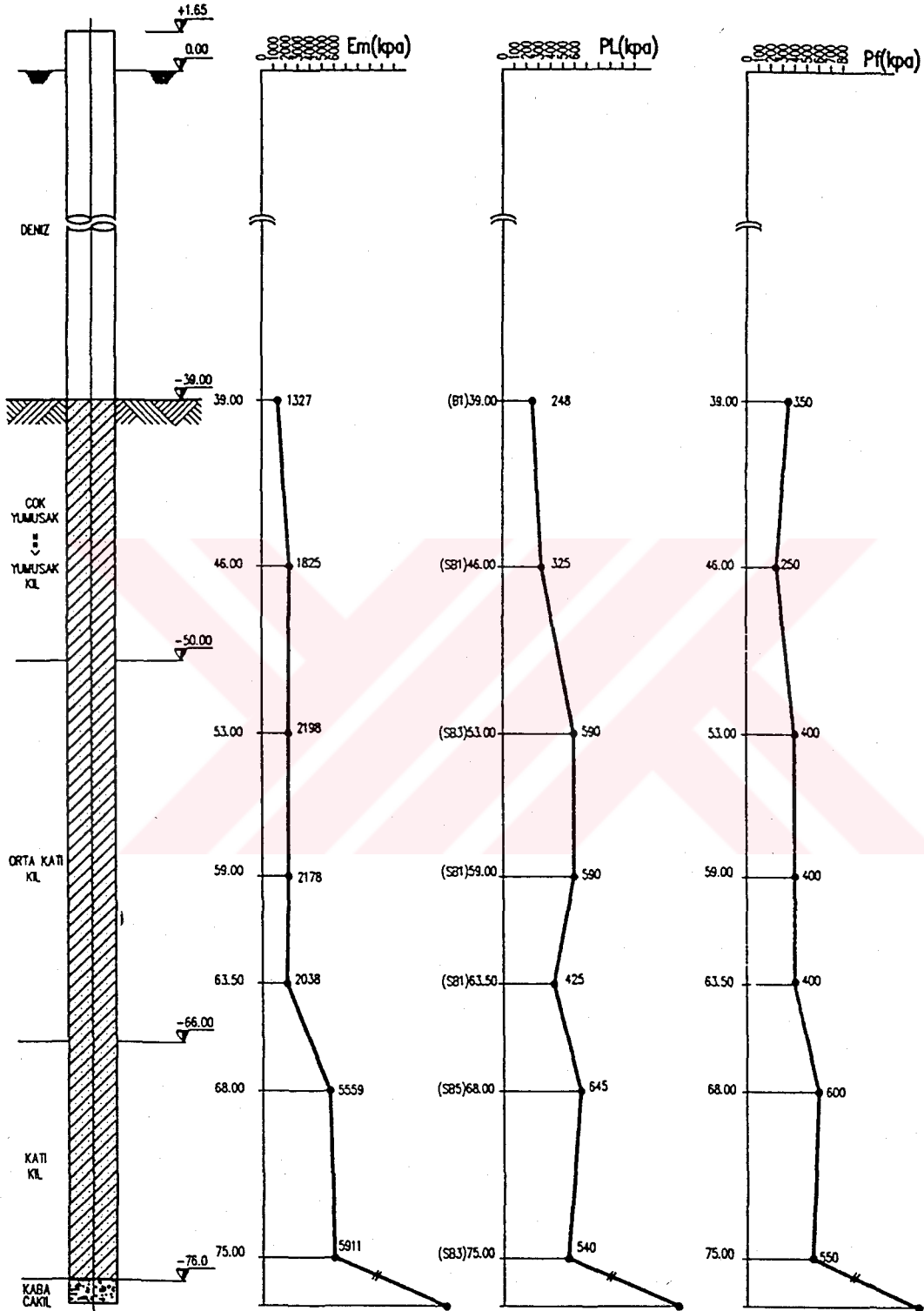
5.2 Presyometre Deneyinden Yatay Yatak Katsayılarının Hesaplanması

Köprü ekseni boyunca B1, B2, SB1, SB2, SB3, SB4 ve SB5 nolu sondajlarda çeşitli derinliklerde yapılan presyometre deneyleri sonucunda (Temel Araştırma, 1986) elde edilen presyometre modülü E_m ile p_L ve p_r parametrelerinin, yatay yükleme deneyi yapılan dört bölgede derinlikle değişimleri belirlenmiştir. Bu değerler kullanılarak çeşitli araştırmacılar tarafından Bölüm 3.3 de verilen yöntemlerle yatay yatak katsayılarının derinlikle değişimleri hesaplanmıştır.

5.2.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

Baguelin (1979) tarafından önerilen ve Bölüm 3.3 de anlatılan yöntemin bu bölgedeki kazıklara uygulanmasında, Şekil 5.6 de verilen E_m , p_L ve p_r değerlerinin kazık boyunca değişimlerinden yararlanılmıştır. Şekildende görüleceği gibi zeminin mukavemet ve şekil değiştirme özelliklerini temsil eden bu parametrelerin değerleri derinlikle artmaktadır. Bu nedenle zemin yüzeyi olan -39.0 m. kotundan başlayıp -76.0 m. kotuna kadar uzanan kil tabakası ; -39.0 m. ile -50.0 m. arasında çok yumuşak-yumuşak, -50.0 m. ile -66.0 m. kotları arasında orta katı ve -66.0 m. ile -76.0 m. kotları arasında katı kil olarak sınıflandırılmıştır.

Herbir tabakayı temsilen kullanılan E_m , p_L ve p_r değerleri, o tabakada ölçülen E_m değerlerinin harmonik ortalaması



ŞEKİL 5.6 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1-7'2 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Em, PL ve Pf Değerlerinin Derinlikle Değişimi

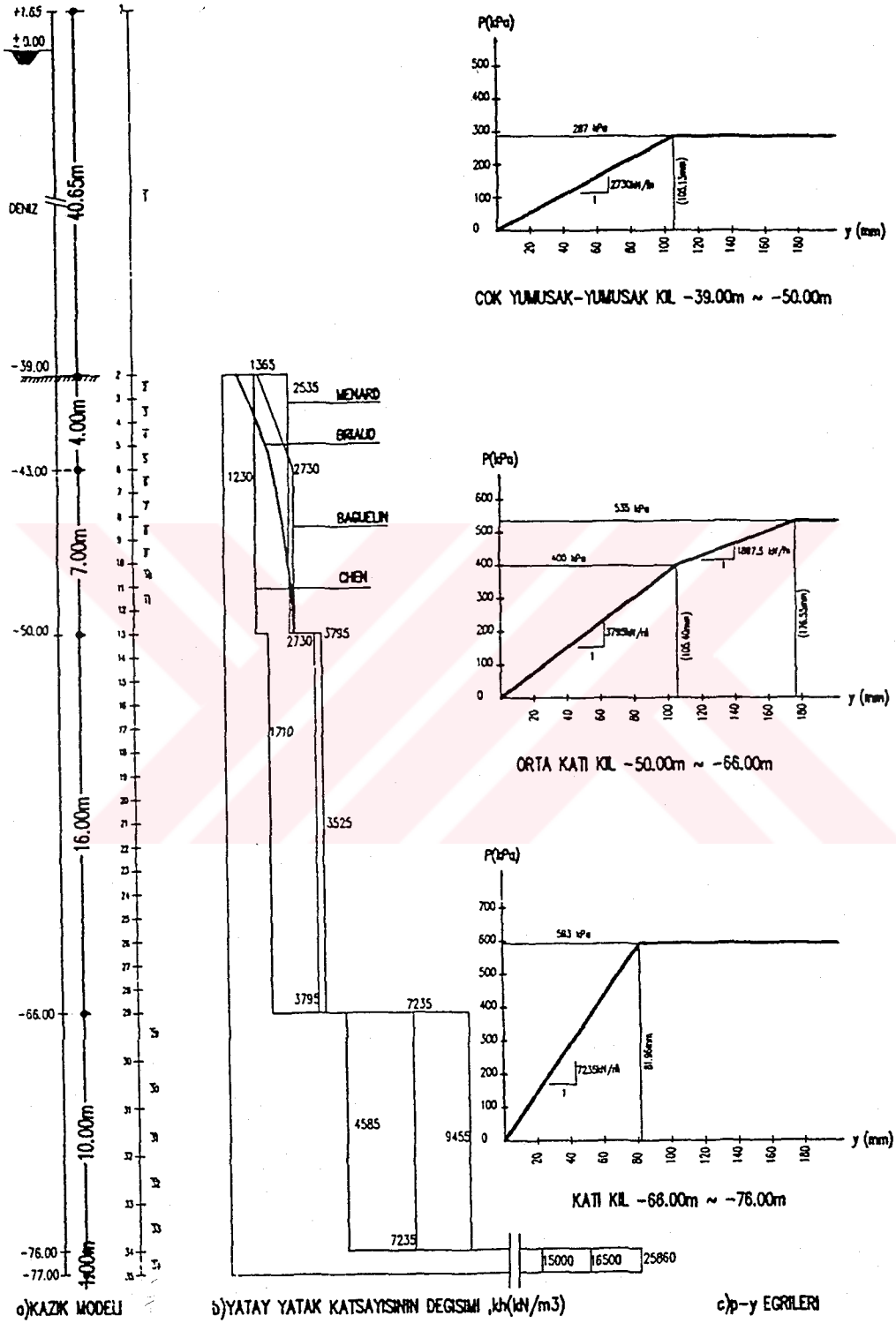
alınarak, p_L ve p_R değerlerinin ise aritmetik ortalamaları alınarak hesaplanmıştır.

Baguelin (1979) da verilen ve Bölüm 3.3 de Denklem(3.26) dan elde edilen yatay yatak katsayısı, k_h değerlerinin hesabında çok yumuşak-yumuşak kil; orta katı kil; katı kil ve kaba çakıl tabakaları için E_m / p_L değerlerine bağlı olarak Tablo 3.7 den seçilen yapı katsayısı, α değerleri sırasıyla $1/2$, $1/2$, $2/3$ ve $2/3$ olarak bulunmuştur.

Bu bölgedeki kazıkların zemine girdiği kısımdaki zeminin yapısı kohezyonlu (çok yumuşak-yumuşak kil) olduğundan, Baguelin tarafından önerilen kritik derinlik z_c , Bölüm 3.3 de anlatıldığı gibi $2B=4.0$ m. olarak alınmıştır.

Denklem (3.30) ile verilen ve yalnızca en üstteki çok yumuşak yumuşak kil tabakası için geçerli olan azaltma katsayısı, λ_z kullanılarak Denklem (3.31) yardımı ile elde edilen yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimi Şekil 5.7b de verilmiştir.

Briaud ve diğerleri (1984) tarafından önerilen yöntemle yapılan hesapta ise maksimum kritik derinlik D_c ;Bölüm 3.3 de verilen Şekil 3.3 yardımı ile rölatif rijitlik, RR değerine bağlı olarak 11.0 m. olarak bulunmuştur. Bu kritik derinlik boyunca, azaltma faktörü $S(R)$ nin değişimi de Şekil 3.3 de verilen değişime uygun olarak hesaplanmıştır. Baguelin (1979) da verilen yöntemle hesaplanan yatay yatak katsayısı, k_h değerleri ile maksimum kritik derinlik boyunca Briaud ve diğerleri tarafından önerilen azaltma faktörü değişimi



ŞEKİL 5.7 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1-7'2 nolu Kazıklar İçin Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presiyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri.

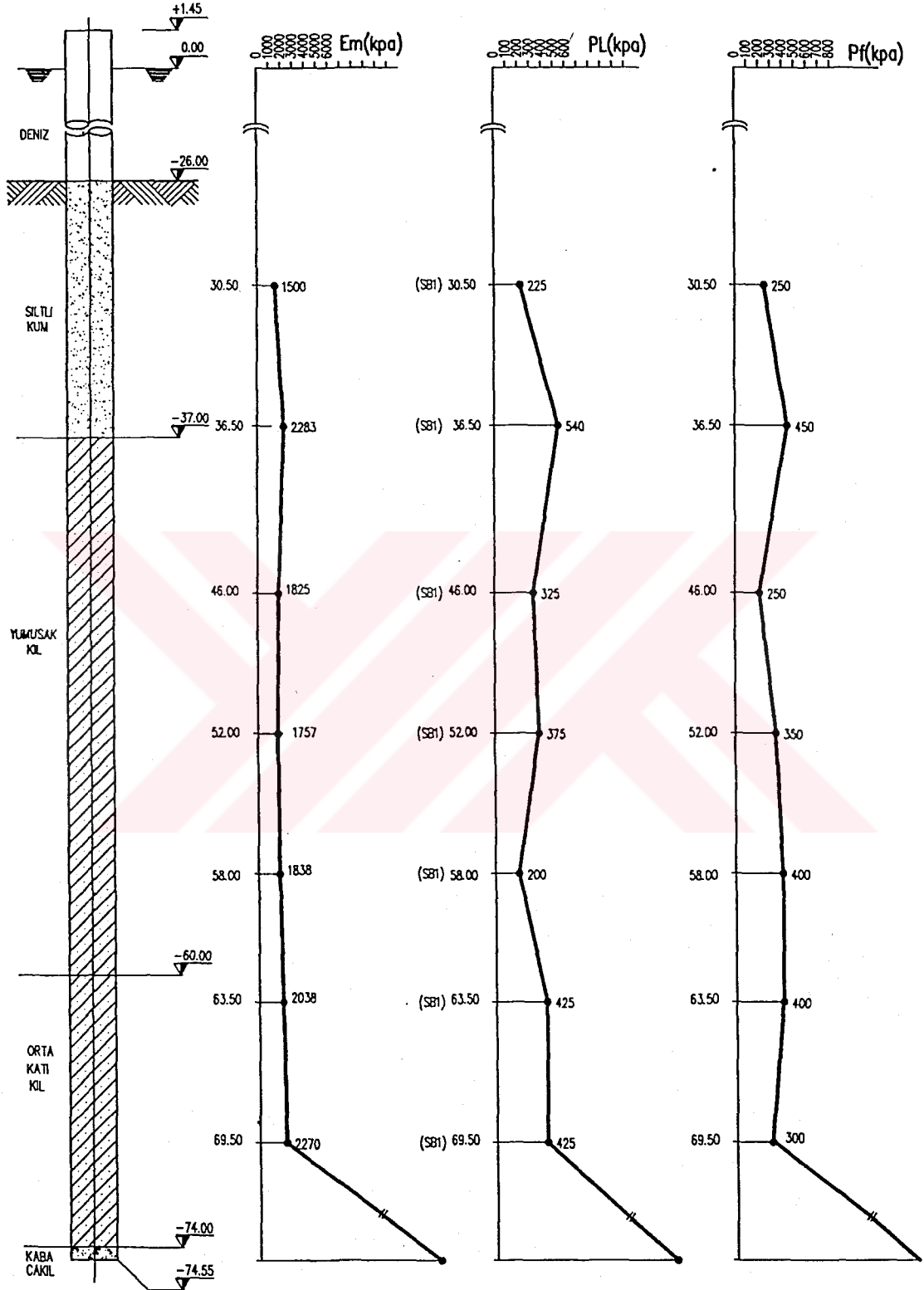
kullanılarak elde edilen yatay yatak katsayısının, kazık boyunca değişimi de Şekil 5.7b de gösterilmiştir.

Ayrıca Menard (1962) ve Chen (1979) tarafından Denklem (3.35) ile (3.13) ve (3.14) de verilen bağıntılar yardımı ile presyometre modülü, E_m e bağlı olarak bulunan yatay yatak katsayısı değerlerinin kazık boyunca değişimi de yine Şekil 5.7b de gösterilmiştir.

5.2.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

Baguelin (1979) tarafından önerilen ve Bölüm 3.3 de anlatılan yöntemin bu bölgedeki kazıklara uygulanmasında Şekil 5.8 de verilen E_m , p_L ve p_F değerlerinin kazık boyunca değişimlerinden yararlanılmıştır.

Zemin yüzeyi olan -28.0 m. kotundan -37.0 m. kotuna kadar uzanan kavkılı, siltli-kum tabakasından sonra, -37.0 m. ile -74.0 m. kotları arasındaki kil tabakası; Şekil 5.7 de verilen E_m , p_L ve p_F parametrelerindeki değişime uygun olarak -37.0 m. ile -60.0 m kotları arasında yumuşak, -60.0 m. ile -74.0 m. kotları arasında ise ortakatı olarak sınıflandırılmıştır. Her bir tabakayı temsilen kullanılan değerler, o tabakada ölçülen E_m değerlerinin harmonik ortalaması, p_L ve p_F değerlerinin ise aritmetik ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Herbir tabaka için yatay yatak katsayısı, k_h 'nin hesabında Bölüm 3.3 de verilen Denklem (3.26) kullanılmıştır. Bu denklemde kullanılan yapı katsayısı α değerleri; siltli kum, yumuşak kil, orta katı kil ve kaba çakıl için E_m / p_L değerlerine bağlı olarak Tablo 3.7 den sırasıyla $1/3$, $1/2$, $1/2$ ve $1/3$ olarak alınmıştır.



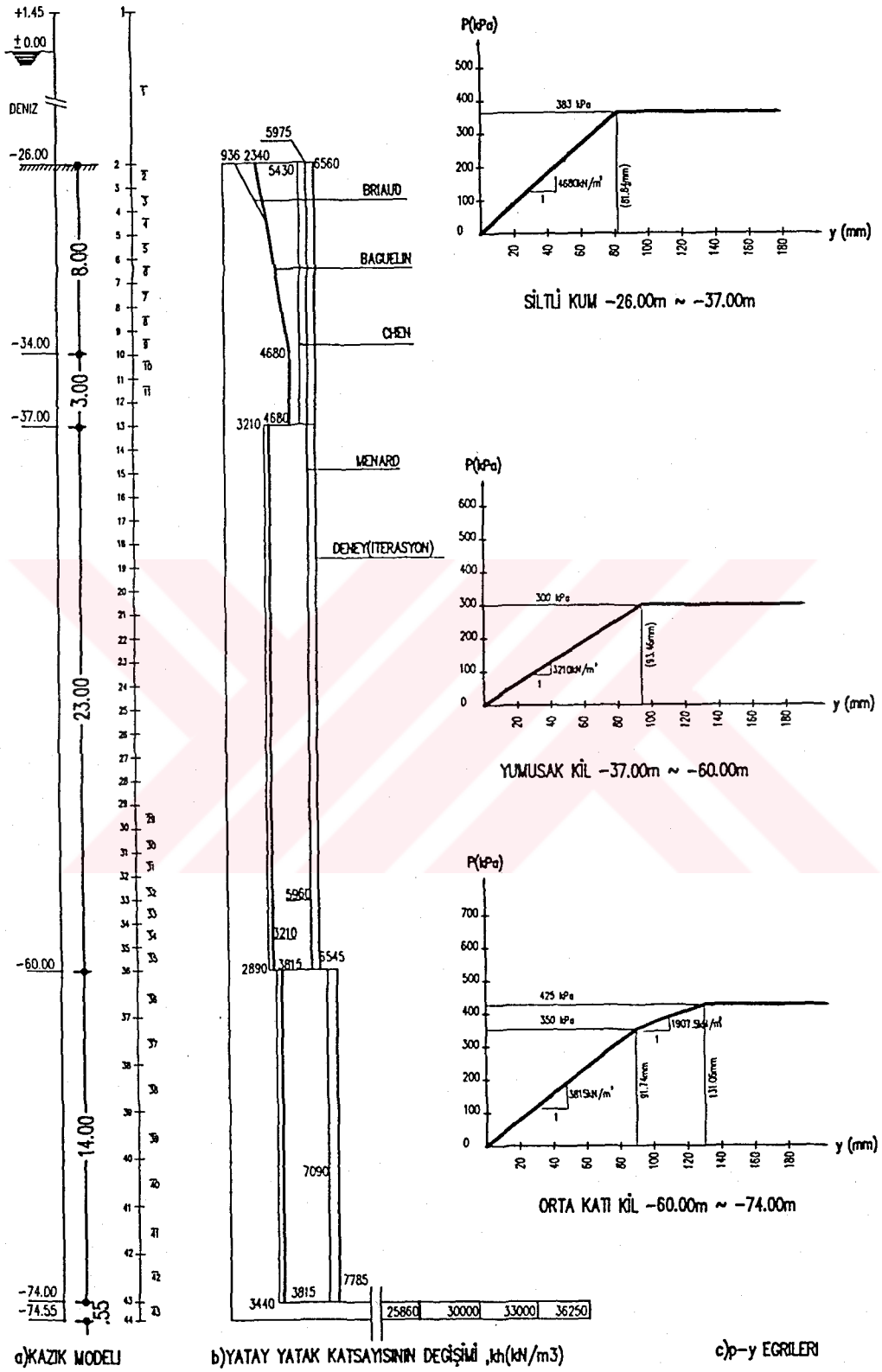
SEKİL 5.8 Eminonu Yaklasim Acikligi 4.3-4.4 nolu Kazikların Bulundugu Bolgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , P_L ve P_f Degerlerinin Derinlikle Degisimi

Bu bölgedeki kazıkların zemine girdiği kısımda, zeminin kohezyonsuz (kavkılı kum) olması sebebiyle, Baguelin (1979) tarafından önerilen kritik derinlik $z_c=4B=8.0$ m. olarak alınmıştır. Denklem (3.30) ile verilen ve sadece üstteki kum tabakası için geçerli olan azaltma katsayısı, λ_z kullanılarak Denklem (3.31) yardımı ile elde edilen yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimi Şekil 5.9b de gösterilmiştir.

Briaud ve diğerleri (1984) tarafından, kritik derinliğin yeri ve bu kritik derinlik boyunca azaltma faktörünün değişimi ile ilgili olarak önerilen yöntemle yapılan hesapta, maksimum kritik derinlik D_c , Şekil 3.2 den rölatif rijitlik RR değerine bağlı olarak 8.0 m. olarak bulunmuştur.

Kritik derinlik boyunca azaltma faktörü $S(R)$ nin değişimide Şekil 3.3 de verilen değişime uygun olarak hesaplanmıştır. Her tabaka için yatay yatak katsayısı k_h , değerleri de Baguelin (1979) da verilen yöntemle Denklem (3.26) dan hesaplanmıştır. Hesaplanan bu değerlerle birlikte Briaud ve diğerleri tarafından, kritik derinlik boyunca verilen azaltma faktörü değişimi kullanılarak elde edilen yatay yatak katsayısının, kazık boyunca değişimi Şekil 5.9b de gösterilmiştir.

Ayrıca Menard (1962) ve Chen (1979) tarafından önerilen ve Denklem (3.35) ile (3.37) ve (3.38) de verilen bağıntılar kullanılarak presyometre modülü E_m 'e bağlı olarak bulunan yatay yatak katsayısı, k_h değerlerinin kazık boyunca değişimleri de yine Şekil 5.9b de verilmiştir.

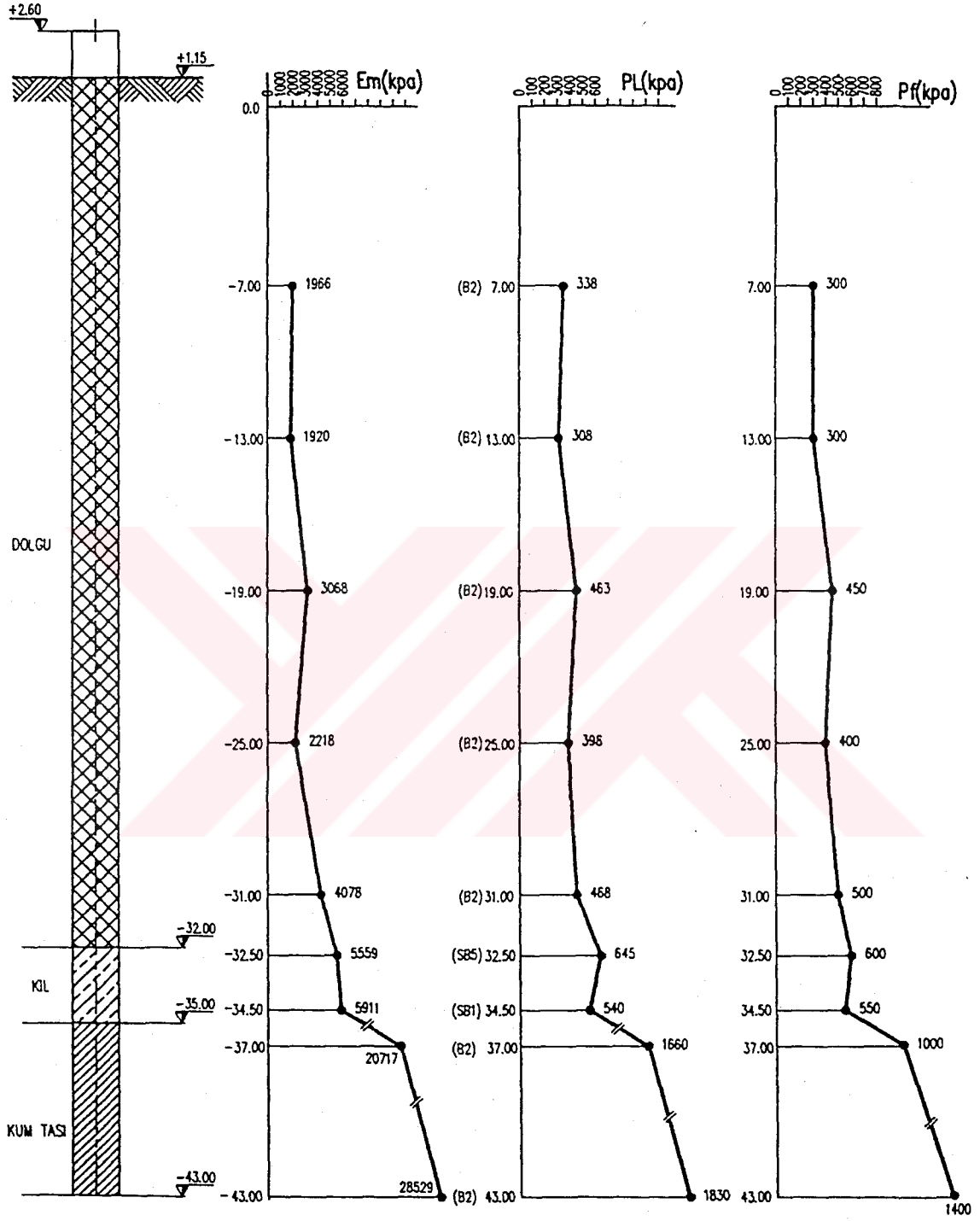


ŞEKİL 5.9 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3-4.4 nolu Kazıklar İçin Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri

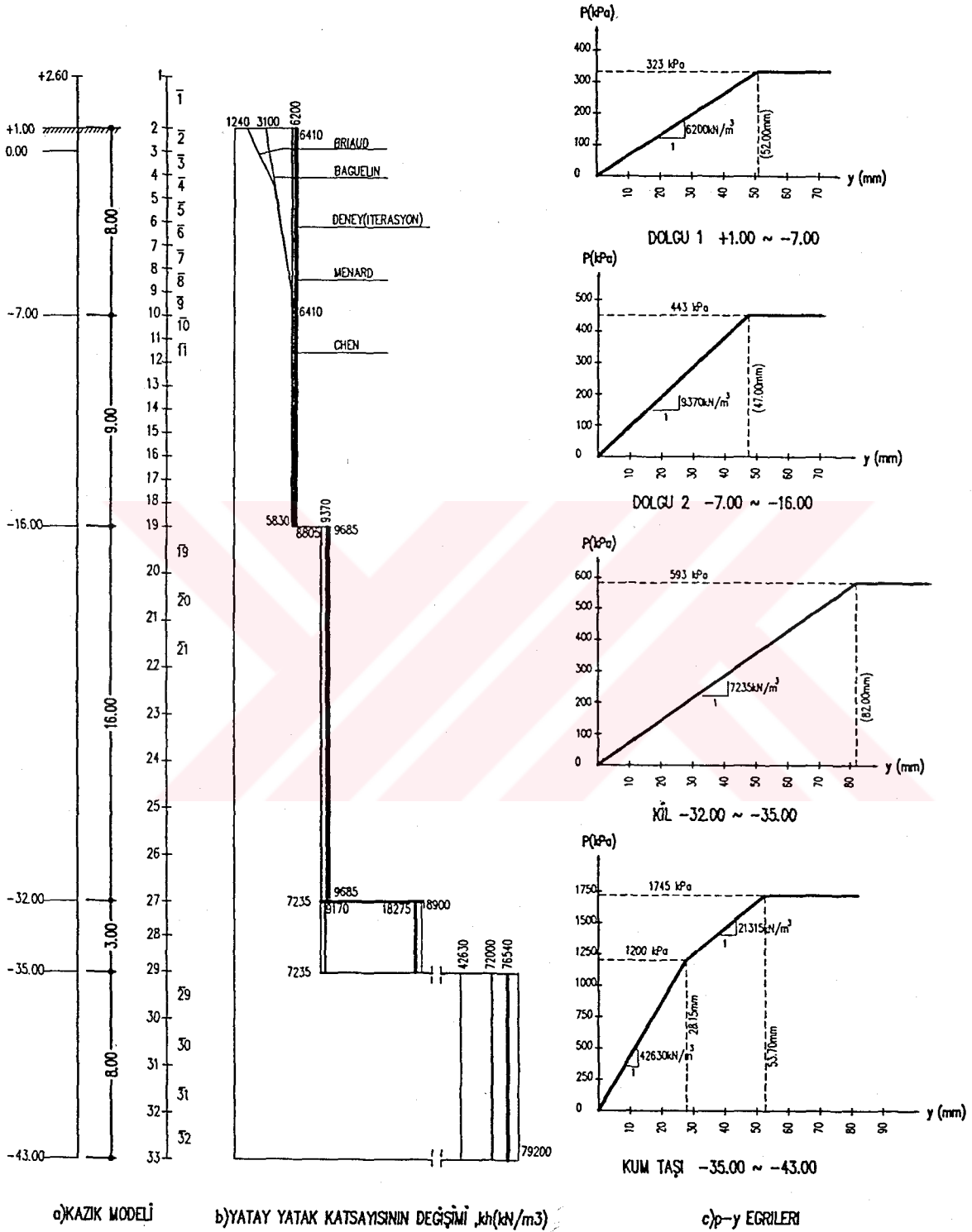
5.2.3 Karaköy Kenar Ayağı

Baguelin (1979) da verilen ve Bölüm 3.3 de anlatılan yöntemin bu bölgedeki kazıklara uygulanmasında kullanılan E_m , p_L , p_F değerlerinin kazık boyunca değişimleri Şekil 5.10 da verilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi dolgu, kil ve kumtaşı tabakalarının bulunduğu bu bölgede, genelde kum ve çakıl içerikli üstteki dolgu tabakasının mukavemet ve şekil değiştirme özelliklerini temsil eden p_L , p_F ve E_m parametrelerinin değerleri derinlikle artmaktadır. Bu nedenle dolgu iki ayrı tabaka olarak ele alınmıştır. Birinci dolgu tabakasının +1.0 m. ile -16.0 m kotları arasında, ikinci dolgu tabakasının ise -16.0 m. ile -32.0 m. kotları arasında olduğu kabul edilmiştir.

Her bir tabakayı temsilen kullanılan değerler o tabakada ölçülen E_m değerlerinin harmonik ortalaması, p_L ve p_F değerlerinin ise aritmetik ortalamaları alınarak hesaplanmıştır. Denklem (3.26) ile elde edilen k_h değerlerinin hesabında dolgu, kil ve kumtaşı tabakaları için Tablo 3.7 yardımıyla seçilen yapı katsayısı α değerleri sırasıyla; $1/4$, $2/3$ ve $1/2$ dir. Dolgu tabasından alınan numuneler üzerinde yapılmış elek analizlerinden bu tabakanın genel olarak daneli zemin yapısında olduğu görülmüştür (EK.A-Şekil A.4). Dolayısıyla Bölüm 3.3 de anlatılan kritik derinlik $z_c=4D=8.0$ m. olarak alınmıştır. Denklem (3.30) ile verilen ve yalnızca üstteki dolgu 1 tabakası için geçerli olan azaltma katsayısı λ_z kullanılarak, Denklem (3.31) yardımıyla elde edilen yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimi Şekil 5.11b de verilmiştir.



ŞEKİL 5.10 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 ve 0'9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen E_m , P_L ve P_f Değerlerinin Derinlikle Değişimi



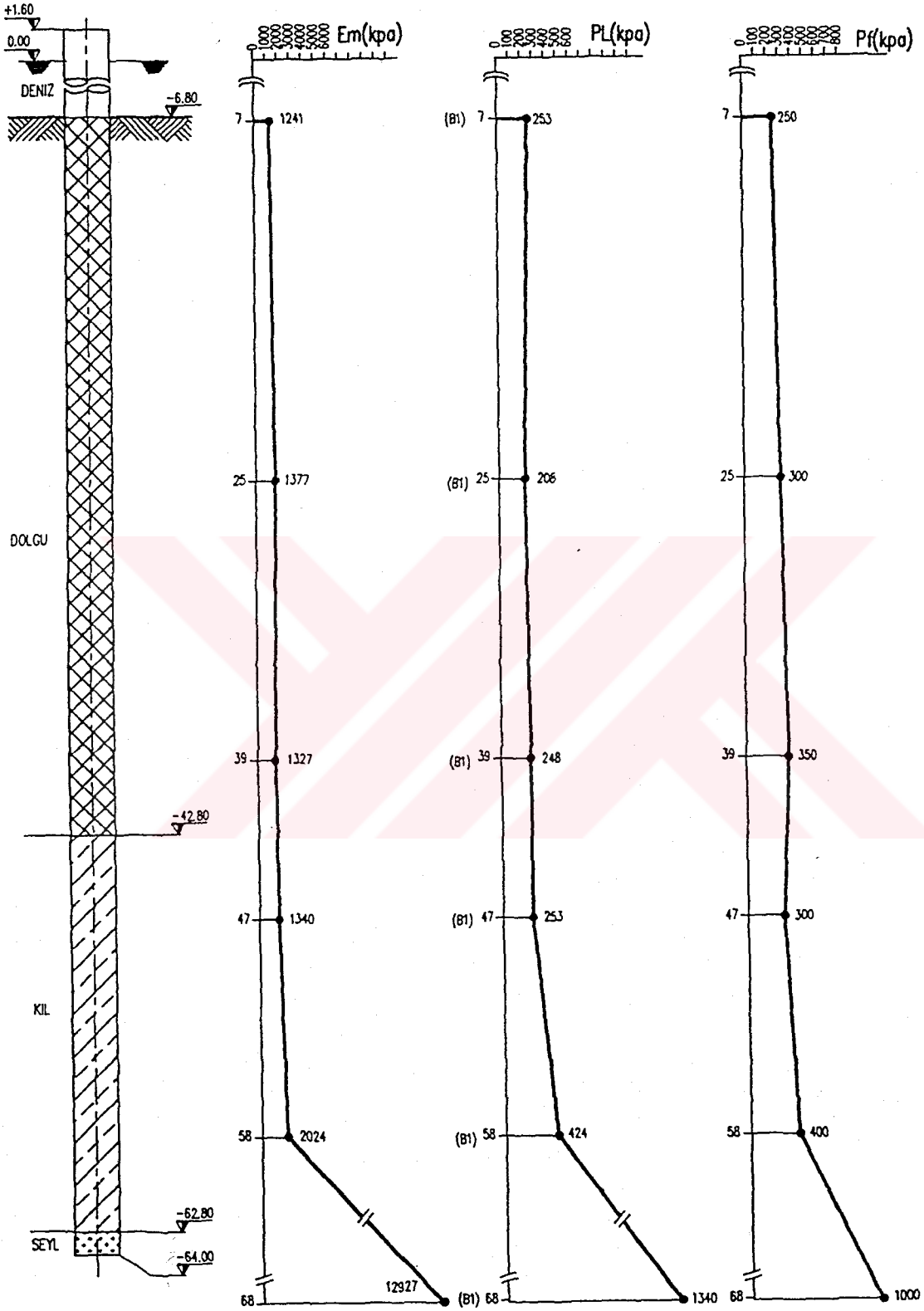
ŞEKİL 5.11 Karaköy Kenar Ayağı 0'8-0'9 nolu Kazıklar İçin Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presiyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri.

Briaud ve diğerleri (1984) tarafından önerilen ve Bölüm 3.3 de verilen yöntemde, kritik derinlik D_c , rölatif rijitlik (RR) değerine bağlı olarak Şekil 3.2 den 8.0 m. olarak bulunmuştur. Kritik derinlik boyunca azaltma faktörü $S(R)$ 'nin değişimide Şekil 3.3 de verilen değişime uygun olarak hesaplanmıştır. Briaud ve diğerleri tarafından önerilen bu yöntemde de; yatay yatak katsayısı k_h değerleri her tabaka için Baguelin (1979) de verilen ve Bölüm 3.3 de anlatılan yöntemle Denklem (3.26) dan hesaplanmıştır. Ancak kritik derinliğin yeri ve azaltma katsayısındaki değişim bakımından Baguelin tarafından önerilen yöntemden farklı olan bu yöntemde, hesaplanan kritik derinlik (D_c) ve bu kritik derinlik boyunca hesaplanan azaltma faktörü $S(R)$ değişimi kullanılarak elde edilen yatay yatak katsayısı k_h 'nin kazık boyunca değişimide Şekil 5.11b de gösterilmiştir.

Son olarak Menard (1962) ve Chen (1979) tarafından önerilen Denklem (3.35) ile (3.37) ve (3.38) de verilen bağıntılar kullanılarak presyometre modülü E_m 'e bağlı olarak elde edilen yatay yatak katsayısı, k_h değerlerinin kazık boyunca değişimleride Şekil 5.11b de gösterilmiştir.

5.2.4 Eminönü Kenar Ayağı

Baguelin (1979) tarafından verilen ve Bölüm 3.3 de anlatılan yöntemin Eminönü Kenar Ayağındaki 0.8 ve 0.9 nolu kazıklara uygulanmasında kullanılan ve o bölgede yapılan presyometre deneylerinden (Temel Araştırma, 1986) elde edilen E_m , p_L ve p_r parametrelerinin kazık boyunca değişimleri Şekil 5.12 de



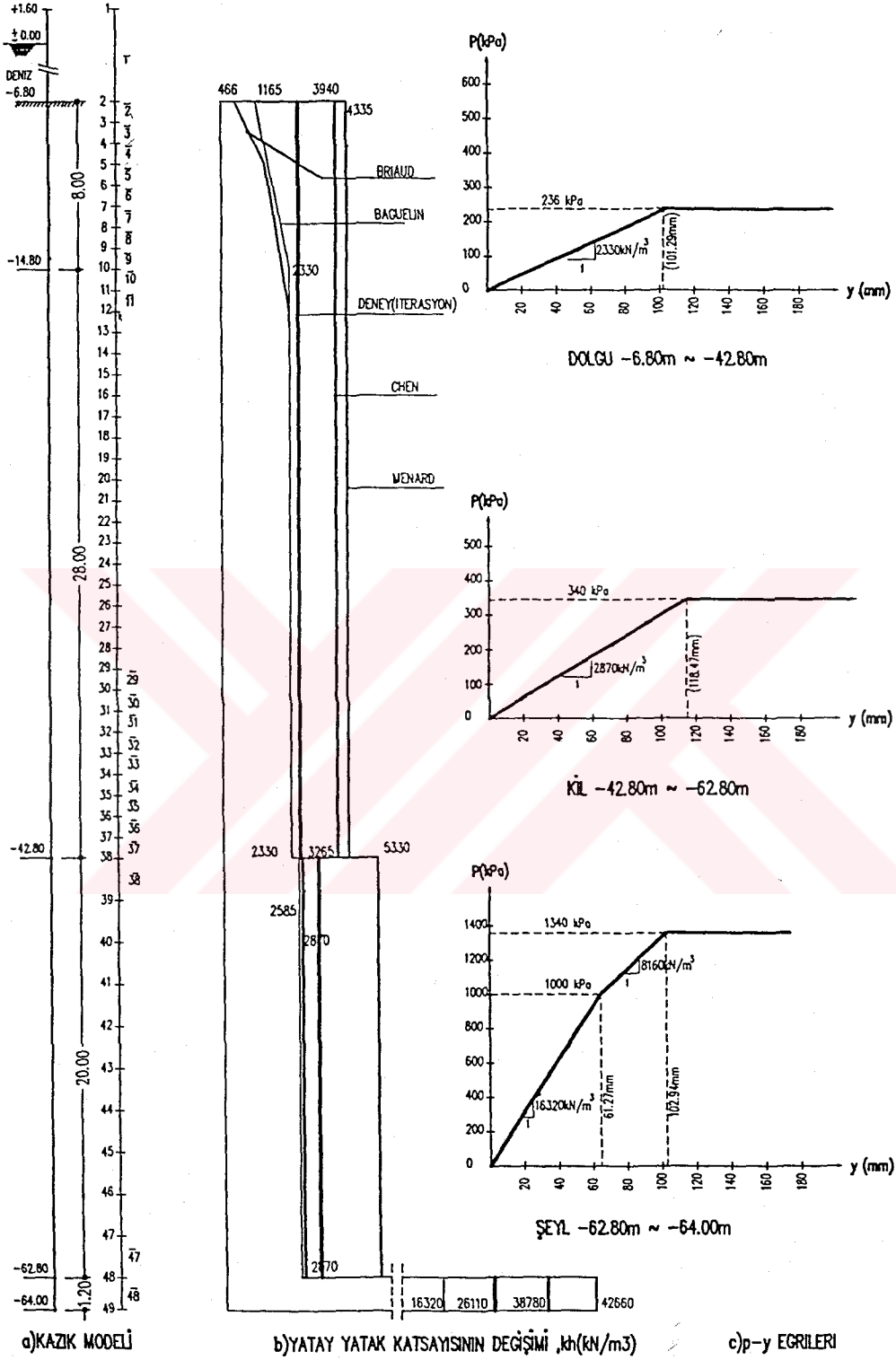
ŞEKİL 5.12 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Em, PL ve Pf Değerlerinin Derinlikle Değişimi

gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi bu bölgede -6.80m kotundan -42.80 m. kotuna kadar devam eden ve genelde çakıl ve kum içerikli dolgu tabakasından sonra -42.80 m. ile -62.80 m. kotları arasında yer alan kil tabakası mevcuttur. Bu tabakaların altında yaklaşık 1.20 m. kalınlığında şeyl tabakası bulunmaktadır.

Hesaplarda her bir tabakayı temsilen kullanılan E_m , p_L ve p_F değerleri olarak; o tabakada ölçülen E_m değerlerinin harmonik ortalaması, p_L ve p_F değerlerinin ise aritmetik ortalamaları alınmıştır. Her bir tabaka için yatay yatak katsayısı k_h , Bölüm 3.3 de verilen Denklem (3.26) ile hesaplanmıştır.

Bu bağıntıda kullanılan yapı katsayısı α değerleri; dolgu, kil ve şeyl için Tablo 3.7 den sırasıyla $1/3$, $1/2$ ve $2/3$ olarak alınmıştır. Bu bölgedeki kazıkların zemine girdiği en üstteki dolgu tabakasından alınan numuneler üzerinde yapılan elek analizlerinde (Temel Araştırma 1986) bu tabakanın genel olarak çakıl ve kum içerikli daneli zemin yapısında olduğu görülmüştür (Bölüm 4, Şekil 4.3). Dolayısıyla Baguelin tarafından önerilen ve Bölüm 3.4 de anlatılan kritik derinlik $z_c=4B=8$ m olarak bulunmuştur. Denklem (3.30) ile verilen ve sadece üstteki dolgu tabakası için geçerli olan azaltma katsayısı λ_z kullanılarak, Denklem (3.31) yardımıyla elde edilen yatay yatak katsayısı k_h 'nin kazık boyunca değişimi Şekil 5.13b de verilmiştir.

Briaud ve diğerleri(1984) tarafından önerilen ve Bölüm 3.3 de verilen yöntemle yapılan hesapta kritik derinlik D_c , rölatif rijitlik (RR) değerine bağlı olarak Şekil 3.2 den 10.0 m.



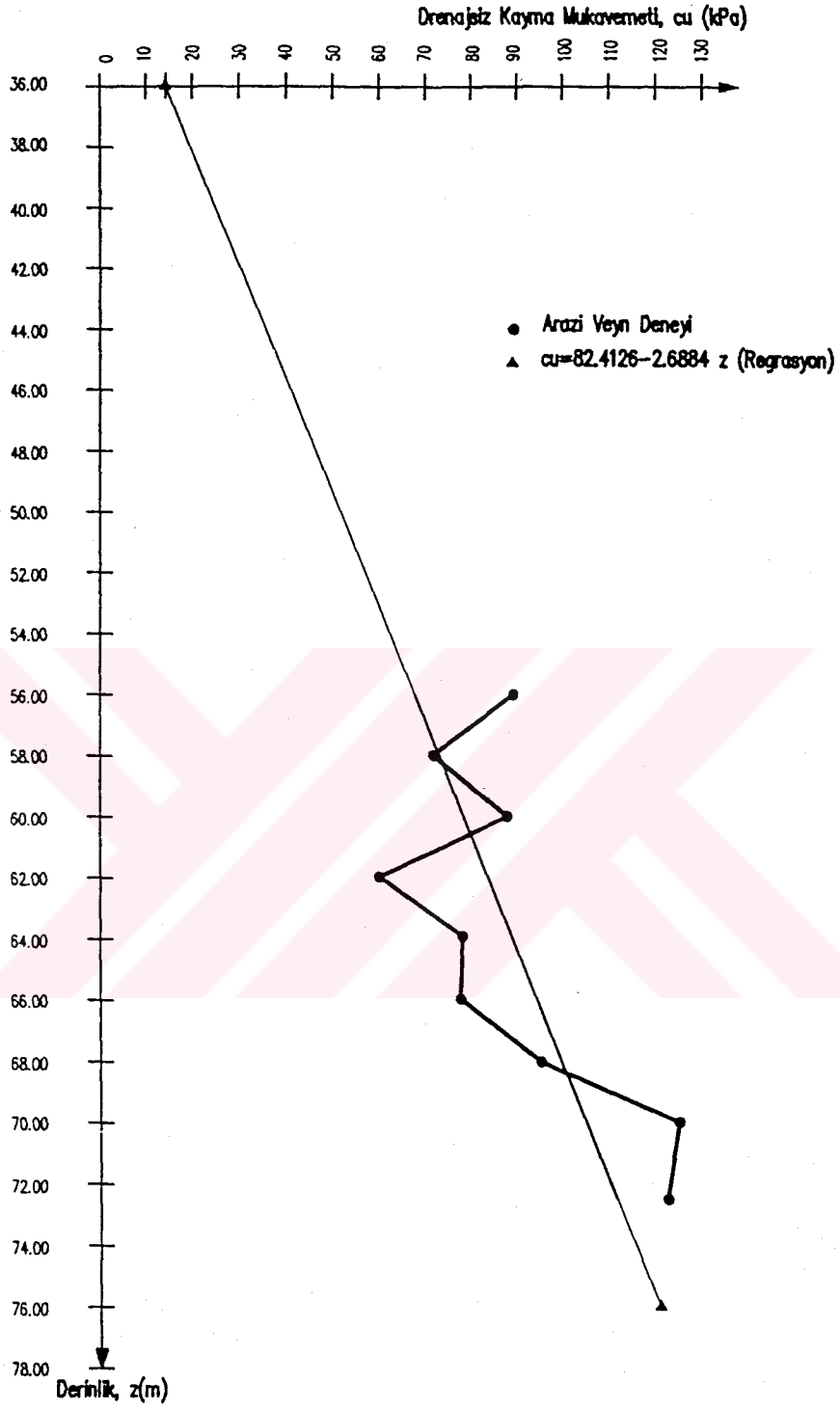
ŞEKİL 5.13 Eminönü Kenar Ayağı 0.8-0.9 nolu Kazıklar İçin Sayısal Çözümlemede Kullanılan Kazık Modeli ve Presiyometre Deneyinden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimi ve p-y Eğrileri

olarak bulunmuştur. Kritik derinlik boyunca azaltma faktörü $S(R)$ 'nin değişimide Şekil 3.3 de verilen değişime uygun olarak hesaplanmıştır. Baguelin (1979) da verilen yöntemle her tabaka için hesaplanan yatay yatak katsayısı k_h değerleri ile Briaud ve diğerleri tarafından önerilen yöntemle hesaplanan kritik derinlik ve bu kritik derinlik boyunca azaltma faktörü değişimi kullanılarak elde edilen yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimi de Şekil 5.13b de gösterilmiştir.

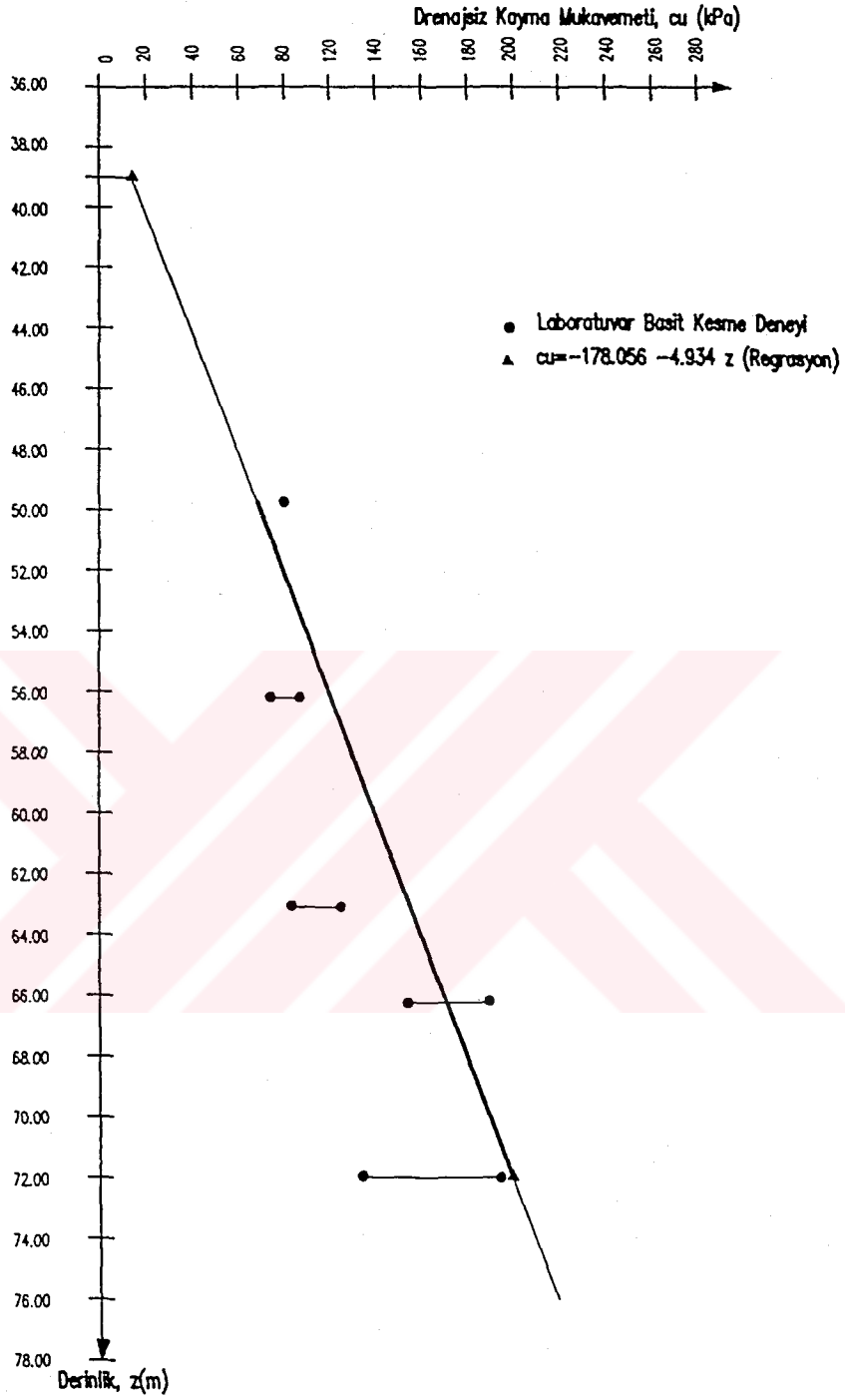
Ayrıca Menard (1962) ve Chen (1979) tarafından önerilen ve Denklem (3.35) ile (3.37) ve (3.38) de verilen bağıntılar yardımıyla presyometre modülü E_m 'e bağlı olarak hesaplanan yatay yatak katsayısı k_h değerlerinin kazık boyunca değişimi de Şekil 5.13b de verilmiştir.

5.3 Drenajsız Kayma Mukavemeti (Kohezyon) Değerlerinden Yatay Yatay Katsayılarının Hesaplanması

Köprü ekseni boyunca yer alan kil tabakasının mukavemet özelliklerini belirlemek amacı ile, Temel Araştırma A.Ş tarafından 1986 yılında S4 nolu sondajda yapılan arazi ve yn deneyleri ile S1 ve S4 nolu sondajlarda alınan örselenmemiş numuneler üzerinde İ.T.Ü Zemin Mekaniği Laboratuvarında yapılan direkt basit kesme deneyleri (Ansal 1986) sonucunda kil tabakası boyunca çeşitli derinliklerde drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerleri elde edilmiş ve Şekil 5.14 ile Şekil 5.15 de gösterilmiştir.



ŞEKİL 5.14 Siltli Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti(c_u) nin Derinlikle Değişimi



SEKIL 5.15 Siltli Kil Tabakasında Laboratuvar Direkt Basit Kesme Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsiz Kayma Mukavemeti(c_u) nin Derinlikle Değişimi(Ansal 1986)

Drenajsız kayma mukavemeti, c_u değerleri kullanılarak yatay yükleme deneyi yapılan bölgelerdeki test kazıkları için Bölüm 3.4 de anlatılan yöntemlerden yararlanılarak yatay yatak katsayılarının derinlikle değişimleri belirlenmiştir.

5.3.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

Bu bölgede zemin yüzeyinden itibaren yer alan kil tabakası boyunca arazi veyn deneyleri ve direkt basit kesme deneyleri sonucunda elde edilen drenajsız kayma mukavemeti, c_u değerlerinin kazık boyunca değişimini en iyi şekilde temsil eden eğriler regresyon analizi ile bulunmuştur.

-56.0 m. ile -72.0 m. kotları arasında yapılan arazi veyn deneyleri sonucunda bulunan c_u değerleri kullanılarak yapılan regresyon analizinde :

$$c_u = -2.6884 z - 82.4126 \quad (\text{kPa}) \quad (5.7)$$

bağıntısı ile elde edilen c_u değişiminin -39.0 m. ile -56.0 m kotları arasında da aynı olacağı varsayılarak kazık boyunca c_u değerleri hesaplanmıştır (Şekil 5.14).

Aynı şekilde -49.0 m. ile -72.0 m. kotları arasındaki kil tabakasından alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar da yapılan direkt basit kesme deneylerinden elde edilen c_u değerleri kullanılarak yapılan regresyon analizinde

$$c_u = -4.934 z - 178.056 \quad (\text{kPa}) \quad (5.8)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Elde edilen bu c_u değişiminin -39.0 m. ile -49.0 m. kotları arasındaki üst kısımda aynı olacağı varsayılarak kazık boyunca c_u değerleri hesaplanmıştır (Şekil 5.15).

Regresyon analizi sonucunda elde edilen (5.7) ve (5.8) nolu denklemler yardımıyla, Davisson (1970) ve Robinson (1979) tarafından Bölüm 3.4 de verilen Denklem (3.46) ve Denklem (3.47) kullanılarak her c_u değerine karşı gelen yatay yatak katsayısı k_h değerleri hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleri de Tablo 5.10 da verilmiştir.

Tablo 5.10 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 nolu Kazıklar için Kil Tabakasında Arazi ve Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti c_u Değişiminden Hesaplanan Yatay Yatak Katsayısı Denk. (MN/m³)

DENEY	ZEMİN YÖNTEM	KİL -39.0 & -76.0 m.
ARAZİ	DAVISSON (1970)	$k_h = -2.761 - 0.090z$
VEYN	ROBINSON (1979)	$k_h = -5.522 - 0.180z$
DENEYİ	DENEY (İTERASYON)	$k_h = -4.409 - 0.144z$
LAB.	DAVISSON (1970)	$k_h = -5.965 - 0.165z$
DİREKT	ROBINSON (1979)	$k_h = -11.930 - 0.331z$
BASİT KESME	DENEY (İTERASYON)	$k_h = -10.238 - 0.283z$

5.3.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

Bu bölgede, -37.0 m. ile -74.0 m. kotları arasındaki kısımda yer alan kil tabakasında arazi veyn deneyleri sonucunda elde edilen ve Şekil 5.14 de gösterilen c_u değişimi kullanılmıştır. Karaköy Yaklaşım Açıklığında yapılan regresyon analizi sonucu elde edilen Denklem (5.7) kullanılarak, kil tabakası boyunca elde edilen c_u değerleri yardımıyla, Davisson (1970) ve Robinson (1979) tarafından verilen (3.46) ve (3.47) nolu denklemler kullanılarak her c_u değerine karşı gelen yatay yatak katsayısı değerleri hesaplanmış ve bu eğrilerin denklemleride Tablo 5.11 de verilmiştir.

-26.0 m. ile -37.0 m. kotları arasındaki üst kısımda yer alan siltli kum tabakasındaki E_s değişimi için ise SPT darbe sayılarına bağlı olarak Tablo 3.1 de su altındaki kumlar için verilen (Bowles 1989) Denklem (5.2) kullanılmıştır. Siltli kum tabakası için hesaplanan E_s değerleri ile Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen ve Bölüm (3.1) de verilen Denklem (3.5), (3.6), (3.7), (3.8), (3.10), (3.11), (3.12), (3.13) ve (3.14) yardımı ile her E_s 'e karşı gelen yatay yatak katsayısı k_h değerleri hesaplanarak, bu eğrilerin denklemleri de Tablo 5.11 de verilmiştir.

5.3.3 Karaköy Kenar Ayağı

Bu bölgede -32.0 m. ile -35.0 m. kotları arasında kalan kil tabakasının zemin yüzeyinden oldukça aşağıda olması ve

TABLO 5.11 Eminonu Yaklasim Acikligi 4.3. ve 4.4 Nolu Kaziklar Icin -26.0 Ile -37.0 m Kotlari Arasinda Yer Alan Siltli Kum Icin SPT Deneylerinden Elde Edilen Zemin Elastisite Modulunden [$E_s=250(N+15)$] ; Alt Kisimdaki Kil Tabakasi Icin Ise Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen cu Degisiminden Yararlanilarak Hesaplanan Yatay Yatak Katsayisi Denklemleri(MN/m³)

YONTEM \ ZEMIN	SILTLI KUM (-26.00 & -37.00 m.)	KIL (-37.00 & -74.00 m.)	
GLICK (1948)	$k_h = 1.793 - 0.035 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
TERZAGHI (1955)	$k_h = 1.361 - 0.027 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
VESIC (1961)	$k_h = 0.925 - 0.018 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
FRANCIS (1964)	$k_h = 1.379 - 0.027 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
POULOS (1971)	$k_h = 1.508 - 0.030 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
DIN 4014 (1977)	$k_h = 1.839 - 0.036 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
PYKE &BEIKAE (1984)	$k_h = 3.678 - 0.072 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
BOWLES (1989)	$k_h = 1.850 - 0.036 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
		ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$
DENEY (ITERASYON)	$k_h = 2.391 - 0.047 z$	DAVISSON(1970)	$k_h = -2.761 - 0.090 z$
	$k_h = 2.188 - 0.043 z$	ROBINSON(1979)	$k_h = -5.522 - 0.180 z$

kalınlığının çok az olması sebebiyle, hesaplanacak yatay yatak katsayısı değişiminin sonuçlara etkisi olmayacaktır. Dolayısıyla, 3 m.kalınlığındaki kil tabakasında ayrıca c_u değişiminden dolayı yatay yatak katsayısı hesabı yapılmamıştır.

5.3.4 Eminönü Kenar Ayağı

Bu bölgede -42.80 m. ile -62.80 m. kotları arasında kalan kil tabakasının, zemin yüzeyinden itibaren yaklaşık 36.0 m. aşağıda olması sebebiyle bu tabakadaki yatay yatak katsayısı değişiminin sonuçlara etkisi çokaz olacağından, c_u değişiminden dolayı yatay yatak katsayısı k_h 'nin bu tabaka boyunca değişimi göz önüne alınarak ayrıca bir hesap yapılmamıştır.

5.4 Lineer Olmayan Hesaplarda Kullanılan p-y Eğrilerinin Teşkili

Zeminin lineer olmayan davranışının modellenmesinde kullanılan p-y eğrileri, Baguelin ve diğerleri (1979) tarafından önerilen yöntemle Bölüm 2.3.7 de anlatıldığı gibi presyometre deneyleri sonucundan elde edilen E_m , p_L ve p_F parametreleri yardımıyla; yatay yükleme deneyi yapılan dört bölgedeki test kazıkları boyunca yer alan her tabaka için ayrı ayrı teşkil edilmiştir.

5.4.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

Karaköy Yaklaşım Açıklığında presyometre deneylerinden elde edilen E_m , p_L ve p_F parametreleri yardımıyla her tabaka için teşkil edilen p-y eğrileri Şekil 5.7c'de gösterilmiştir.

Bu bölgede üstteki çok yumuşak-yumuşak kil ile alttaki katı kil tabakasında presyometre deneylerinden elde edilen ortalama p_L ve p_F değerlerinin birbirlerine yakın olması sebebiyle bu tabakaların p-y eğrileri elasto-plastik, orta katı kilde ise bilineer-plastik olarak modellenmiştir. Şekil 5.7c'de görülen üstteki çok yumuşak-yumuşak kil tabakasına ait p-y eğrisi kritik derinlik $z_c = 4.0$ m. den daha aşağıdaki bölgeler için verilmiş olup, zemin yüzeyi ile kritik derinlik z_c arasındaki bölgede ise derinliğe bağlı olarak Denklem (3.30) ile hesaplanan azaltma katsayısı λ_z ile çarpılmış yatay yatak katsayısı değerleri kullanılarak p-y eğrileri elde edilmiştir.

5.4.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 nolu kazıkların bulunduğu bölgede presyometre deneylerinden elde edilen E_m , p_L ve p_F değerlerine bağlı olarak siltli-kum, yumuşak kil ve orta katı kil tabakaları için Baguelin (1979) tarafından önerilen yöntemle teşkil edilen p-y eğrileri Şekil 5.9c'de gösterilmiştir.

Bu bölgedeki her üç tabaka için bulunan ortalama p_L ve p_R değerlerinin birbirlerine yakın olması sebebiyle bu tabakaların p - y eğrileri elasto-plastik olarak modellenmiştir. Şekil 5.9c'de görülen üstteki siltli kum tabakasına ait p - y eğrisi, kritik derinlik $z_c = 8.0$ m den daha aşağıdaki kısımlar için verilmiş olup, zemin yüzeyi ile kritik derinlik arasındaki bölgede ise derinliğe bağlı olarak Denklem (3.30) ile hesaplanan azaltma katsayısı λ_z ile çarpılmış yatay yatak katsayısı değerleri kullanılarak p - y eğrileri elde edilmiştir.

5.4.3 Karaköy Kenar Ayağı

Karaköy Kenar Ayağında, presyometre deneyi sonucunda elde edilen parametreler yardımıyla her tabaka için teşkil edilen p - y eğrileri Şekil 5.11c'de gösterilmiştir.

Dolgu ve kil tabakalarında ortalama p_L ve p_R değerlerinin birbirlerine yakın olması sebebiyle bu tabakaların p - y eğrileri elasto-plastik; alttaki kumtaşı tabakasında ise bilineer-plastik olarak modellenmiştir. Şekil 5.11c'de gösterilen en üstteki dolgu 1 tabasına ait p - y eğrisi, kritik derinlik $z_c = 8.0$ m. den daha aşağıdaki bölgeler için verilmiştir. Zemin yüzeyi ile kritik derinlik arasındaki kısımda ise derinliğe bağlı olarak Denklem (3.30) ile hesaplanan azaltma katsayısı λ_z ile çarpılmış yatay yatak katsayısı değerleri kullanılarak p - y eğrileri elde edilmiştir.

5.4.4 Eminönü Kenar Ayağı

Baguelin ve diğerleri (1979) tarafından önerilen yöntem ile Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ile 0.9 nolu kazıkların bulunduğu bölgedeki dolgu, kil ve şeyl tabakaları için teşkil edilen p-y eğrileri Şekil 5.13c'de gösterilmiştir.

Bu bölgede üstteki dolgu ve kil tabakalarında presyometre deneylerinden elde edilen ortalama p_L ve p_R değerlerinin birbirlerine yakın olaması sebebiyle, bu tabakaların p-y eğrileri elasto-plastik; alttaki şeyl tabakasının p-y eğrisi ise bilineer-plastik olarak modellenmiştir. Şekil 5.13c'de görülen üstteki dolgu tabakasına ait p-y eğrisi, kritik derinlik $z_c=8.0$ m. den daha aşağıdaki bölgeler için verilmiştir. Zemin yüzeyi ile kritik derinlik arasındaki bölgede ise, p-y eğrileri derinliğe bağlı olarak Denklem (3.30) ile hesaplanan azaltma katsayısı ile çarpılmış yatay yatak katsayısı değerleri kullanılarak teşkil edilmiştir.

BÖLÜM 6

DENEYSEL SONUÇLAR İLE SAYISAL ÇÖZÜMLEME SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Kazık yükleme deneyi yapılan dört bölgede çeşitli laboratuvar ve arazi deneyleri sonucunda elde edilen parametreler yardımıyla, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemler kullanılarak, yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimleri belirlenmiş ve bu değerler SAP 90 (Wilson 1988) sonlu elemanlar programına girilerek, kazıkların yatay yükler altındaki davranışları analiz edilmiştir. Bu analiz sonucunda elde edilen değerler, bu bölgelerde yapılan kazık yükleme deneyleri sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

6.1 Lineer Elastik Çözümleme Yöntemi

Kazık-zemin karşılıklı etkileşiminin modellenmesinde, zemini temsil eden bağımsız tekil yaylar her bölge için ayrı ayrı oluşturulan ve Şekil 5.7a, Şekil 5.9a, Şekil 5.11a ve Şekil 5.13a da gösterilen düğüm noktalarına konulmuştur. Düğüm noktalarındaki yay katsayıları, ilgili düğüm noktasına karşı gelen yatay yatak katsayıları k_h ile kazık genişliği (B) ve o düğüm noktasının temsil ettiği efektif kazık boyunun çarpılması ile hesaplanmıştır.

Analizlerde çeşitli arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen parametreler bağlı olarak birçok araştırmacı tarafından önerilen yöntemlerle kazık boyunca elde edilen ve Bölüm 5 deki Tablo ve Şekillerde verilen lineer-elastik yatay yatak katsayıları kullanılmıştır. Her yatak katsayısı değişimi için yer değiştirmeler ve iç kuvvetler sonlu elemanlar yöntemi ile SAP90 (Wilson 1988) bilgisayar programı yardımıyla hesaplanmıştır. Yapılan çözümlemelerde, etkiler maksimum test yükü için bulunmuş ve bu yükler yatay yükleme deneylerinde kazıklara yükün tatbik edildiği kotlarda uygulanmıştır.

Yükleme deneyi yapılan dört bölgede lineer-elastik çözümleme yöntemi kullanılarak yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ve bu sonuçların deney sonuçları ile karşılaştırılması aşağıda verilmiştir.

6.1.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıklarda yapılan yatay yükleme deneyi sonucunda elde edilen ve Bölüm 4 Şekil 4.8 de verilen yatay yük-kazık başı yatay yerdeğiştirme eğrilerinden görüleceği gibi test yükü kazıklara iki kademedede uygulanmıştır. Her kademenin eğrilerinden hareketle, 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıklar için ortalama bir kazıkbaşı yatay fleksibilitesi aşağıdaki bağıntılardan $f_{ort} = 3633 \text{ mm/MN}$ (799 mm/220 kN) olarak bulunmuş ve Şekil 4.8 de gösterilmiştir.

$$f = \Delta u / \Delta p \quad ; \quad f_{ort} = \sum f / n \quad (6.1)$$

Burada ;

f = Bir kazığın her kademesi için hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitesi (mm/MN) ,

Δu = Her kademede ilk ve son yüke karşı gelen kazıkbaşı yatay yerdeğiştirmelerin farkı (mm) ,

Δp = Her kademede ilk ve son yüklerin farkı (MN) ,

n = Ortalamanın alındığı yükleme/boşaltma kademelerinin sayısıdır.

Bu bölgede yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimleri Bölüm 5 de verilen çeşitli yöntemler kullanılarak belirlenmiş ve bu değerler SAP 90 sonlu elemanlar programına girilerek kazıkların yatay yükler altındaki davranışları analiz edilmiştir.

Bu analiz sonucunda; kazıkbaşı yerdeğiştirmesi, dönmesi, en büyük moment ve kesme kuvveti ile bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri belirlenmiştir.

ilk olarak; Yoshida & Yoshinaka (1972) tarafından önerilen Denklem (3.2) ile SPT darbe sayılarına bağlı olarak bulunan zemin elastisite modülü E_s 'den, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla elde edilen ve Tablo 5.1 de verilen, yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimleri kullanılarak analiz yapılmıştır. Bu analiz sonucunda elde edilen kazıkbaşı yer değiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment ve kesme kuvveti ve bu kesme kuvveti ile

momentin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.1 de verilmiştir. Ayrıca çeşitli yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak Denklem (6.1) den bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.1 de gösterilmiştir.

Şekil 6.1 den de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulus, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle elde edilen yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimleri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin, deney sonucuna göre sapma yüzdeleri sırasıyla 17.1 ; 23.2 ; 35.0 ; 24.4 ; 20.9 ; 16.6 ; 3.6 ve 18.6 dır. Bu sapmalardan sadece Pyke & Beikae tarafından önerilen yöntemle hesaplanmış k_h değişiminden elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerinin, 7'.1 ve 7'.2 nolu kazıklar için deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerine yakın olduğu görülmektedir. Deney sonucu söz konusu diğer yöntemlerin dışında kalmaktadır.

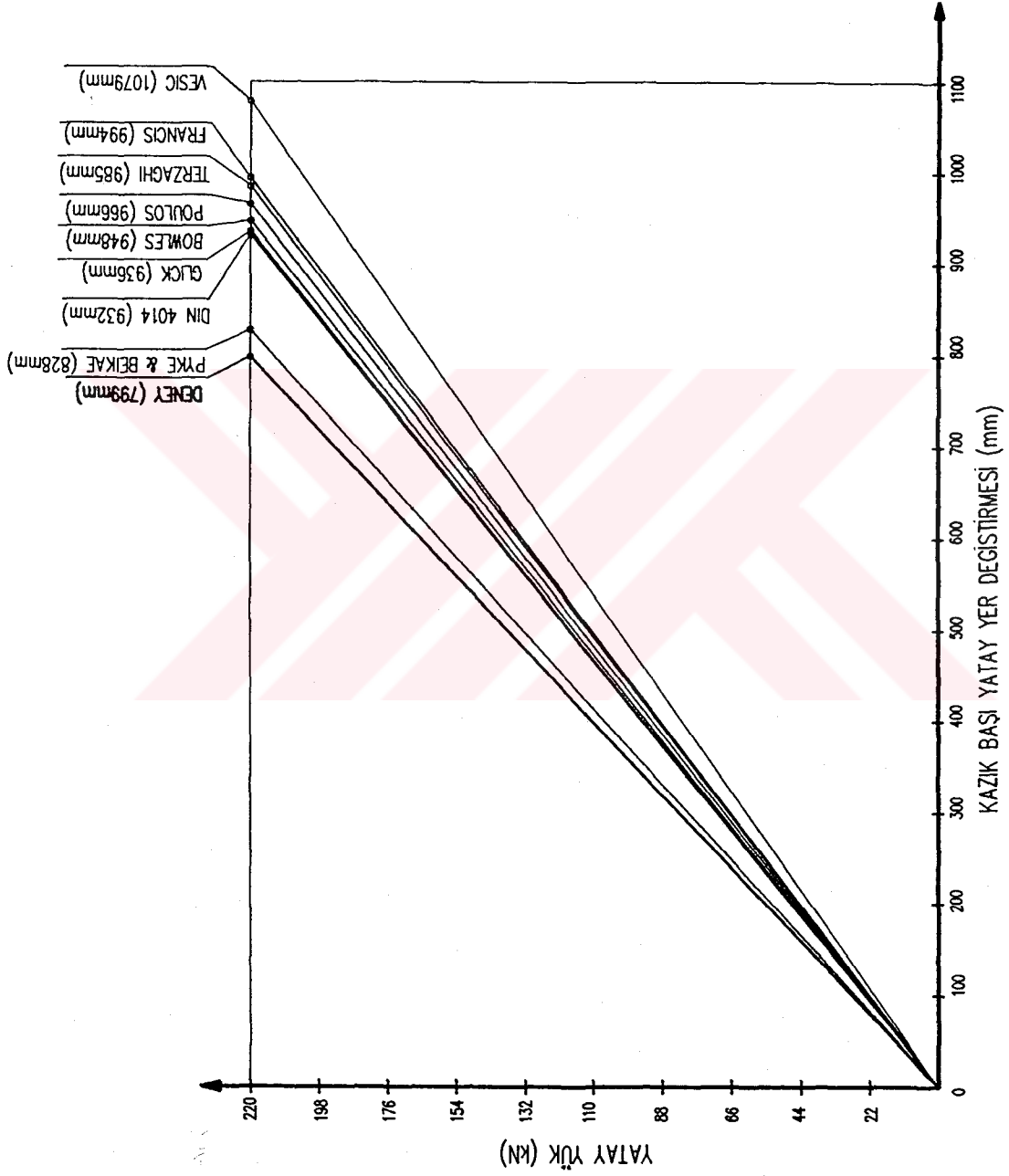
Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla tersten hesap yapılmış ve bu iterasyonda yatay yatak katsayısı için aşağıdaki ;

$$k_h = 2,49 E_s(z) / B \quad (6.2)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı kullanılarak, Karaköy Yaklaşım Açıklığındaki dört tabaka boyunca yatay yatak

TABLO 6.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No.lu Kazıklar İçin Tüm Tabakalarda $E_s = 650$ N Bağlantısıyla Elde Edilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max. Test Yüğü (220 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNME Sİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	936	25.5	9236	3	491	15
TERZAGHI (1955)	985	26.4	9280	3	466	16
VESIC (1961)	1079	28.0	9380	4	437	18
FRANCIS (1964)	994	26.5	9295	3	466	16
POULOS (1971)	966	26.0	9264	3	475	15
DIN 4014 (1977)	932	25.4	9231	3	494	15
PYKE & BEIKAE (1984)	828	23.5	9153	2	570	13
BOWLES (1989)	948	25.7	9259	3	493	15
DENEY (İTERASYON)	799	23.0	9129	2	599	12



ŞEKİL 6.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s=650$ N Bağintisi İle Çeşitli Yatık Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

katsayısının derinlikle değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.1 'in alt kısmında verilmiştir.

Bu bölgede, i.T.Ü tarafından hazırlanmış Geoteknik Raporda (Ansal,1986) kil tabakası için verilmiş zemin elastisite modülü E_s 'in derinlikle değişimi kullanılarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle elde edilen Tablo 5.2 deki yatay yatak katsayısı değişimleri ile yapılan analiz sonucunda Tablo 6.2 de verilen kazıkbaşı deformasyonları ile iç kuvvetler bulunmuştur. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bu yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazık başı yatay fleksibilitesi Şekil 6.2 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla, 16; 13,1; 6,7; 12,1; 14,2; 16,3; 22,6 ve 14,8 dir. Bu sapmalardan Vesic, Francis ve Terzaghi tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerine oldukça yakın olduğu görülmektedir.

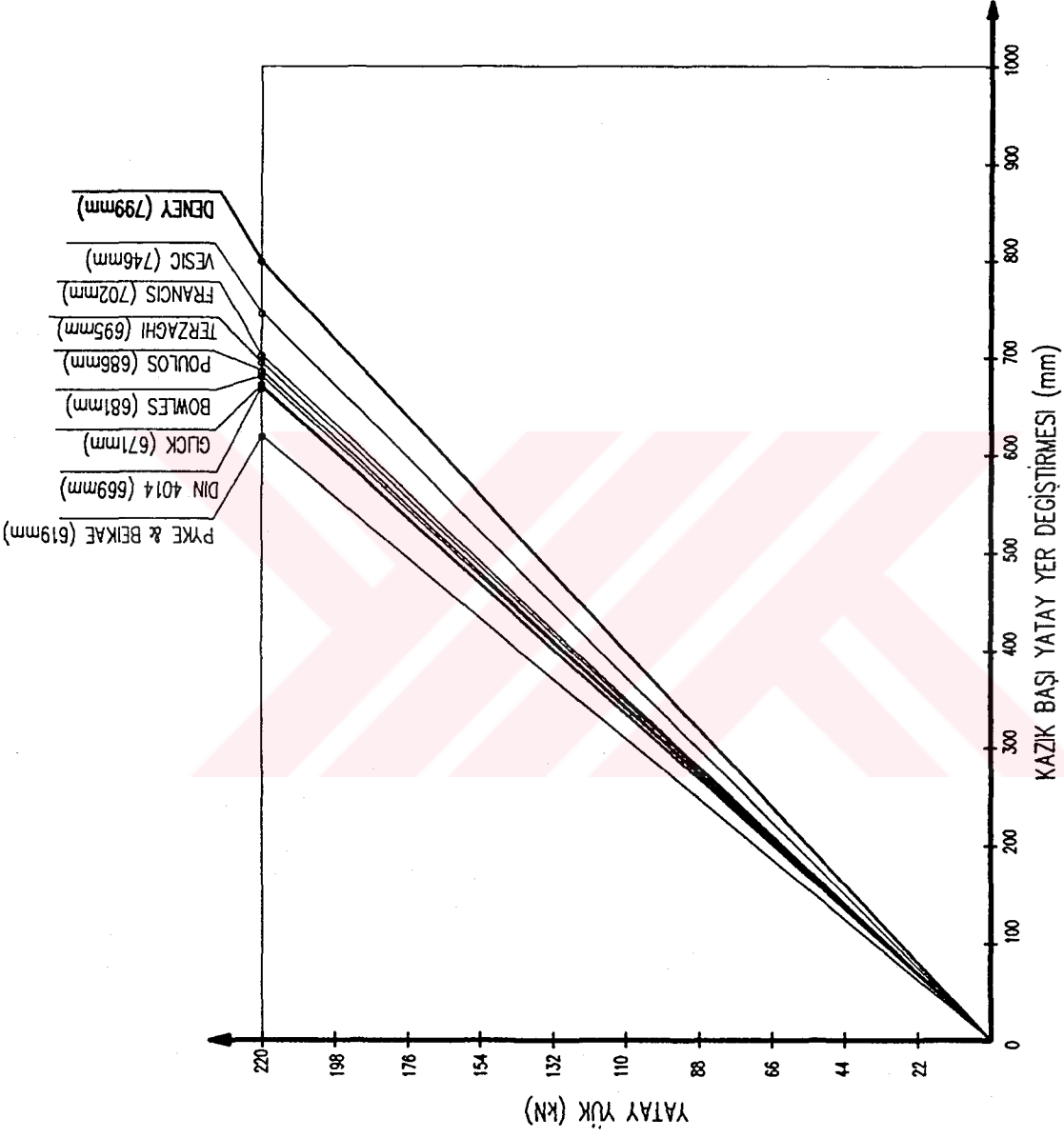
Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek şekilde yapılan tersten hesapta, iterasyonla yatay yatak katsayısı için ;

$$k_h = 0.271 E_s(z) / B$$

(6.3)

TABLO 6.2 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No.lu Kazıklar İçin Ansal (1986)' da Verilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (220 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMEŞİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	671	20.5	9052	1	781	9
TERZAGHI (1955)	695	21.0	9066	1	738	9
VESIC (1961)	746	22.0	9089	1	659	10
FRANCIS (1964)	702	21.1	9070	1	724	9
POULOS (1971)	686	20.8	9061	1	755	9
DIN 4014 (1977)	669	20.5	9051	1	785	9
PYKE & BEIKAE (1984)	619	19.4	9005	1	911	7
BOWLES (1989)	681	20.7	9059	1	763	9
DENEY (ITERASYON)	799	23.0	9145	2	600	12



ŞEKİL 6.2 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Ansal(1986)da Verilen Es Değişimi İle Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı yardımıyla bu bölgedeki tabakalar boyunca yatay yatak katsayısının değişimini veren eğrilerin denklemleride Tablo 5.2 nin alt kısmında ayrıca verilmiştir.

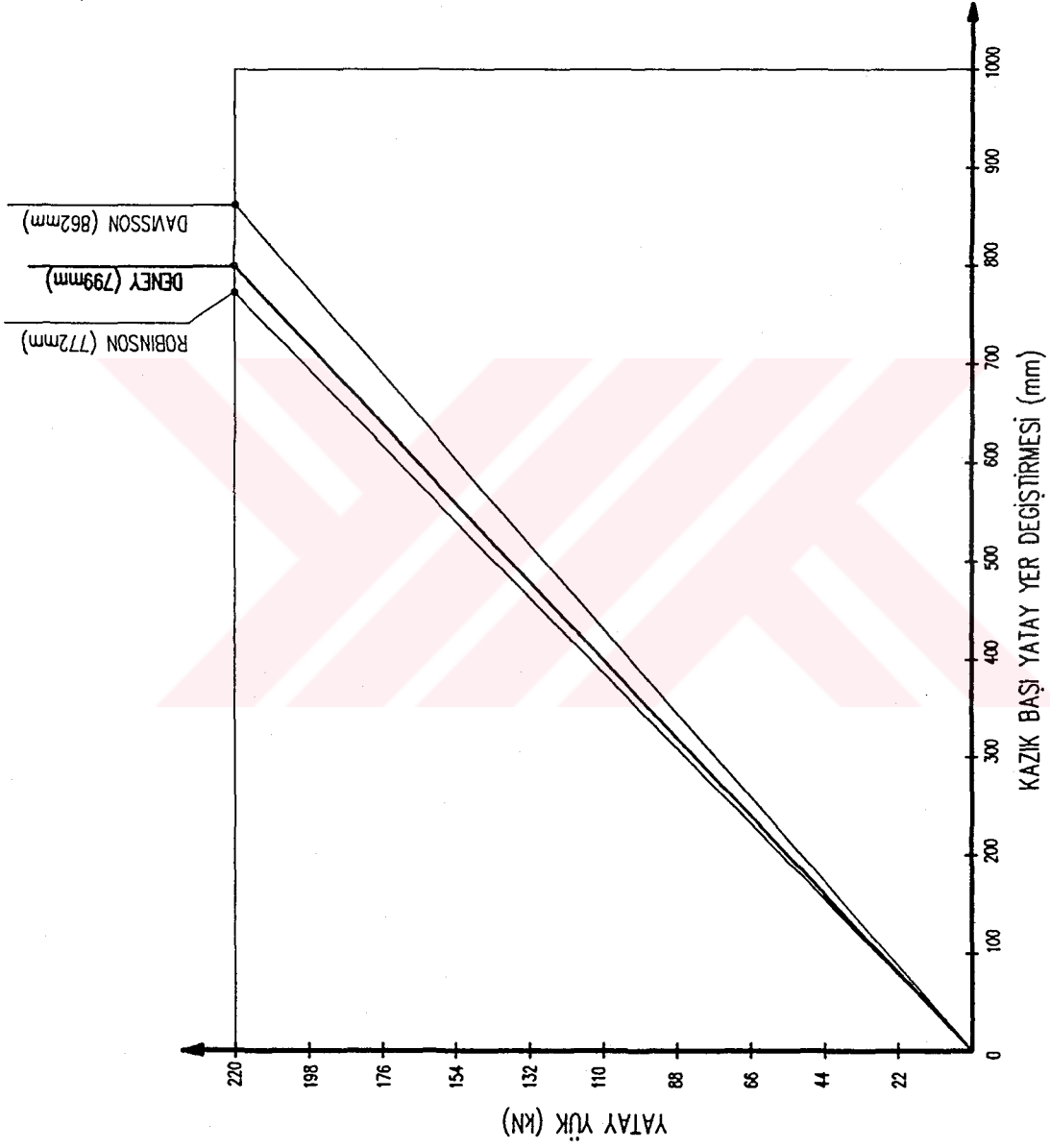
Bu bölgede yer alan kil tabakası boyunca yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen drenajsız kayma mukavemeti c_u , değerleri kullanılarak Davisson (1970) ve Robinson (1979) tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan ve Tablo 5.10 da verilmiş, yatay yatak katsayısı değişimleri ile de analiz yapılmıştır.

Yapılan analiz sonucunda hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları ile iç kuvvetler Tablo 6.3 de verilmiş olup ayrıca her bir yöntemden hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazık başı yatay fleksibilitesi Şekil 6.3 ve 6.4 de gösterilmiştir. Şekillerden de görüleceği gibi, arazi ve ya deneylerinden elde edilen c_u değerleri kullanılarak Davisson ve Robinson tarafından önerilen k_n değişimine göre hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla 7.9 ve 3.5 dir. Laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen c_u değerlerinin kullanılması halinde ise sapma yüzdeleri sırasıyla 8.9 ve 2.4 olmaktadır. Her iki halde de Robinson tarafından önerilen yöntemle elde edilen fleksibilite değerlerinin deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

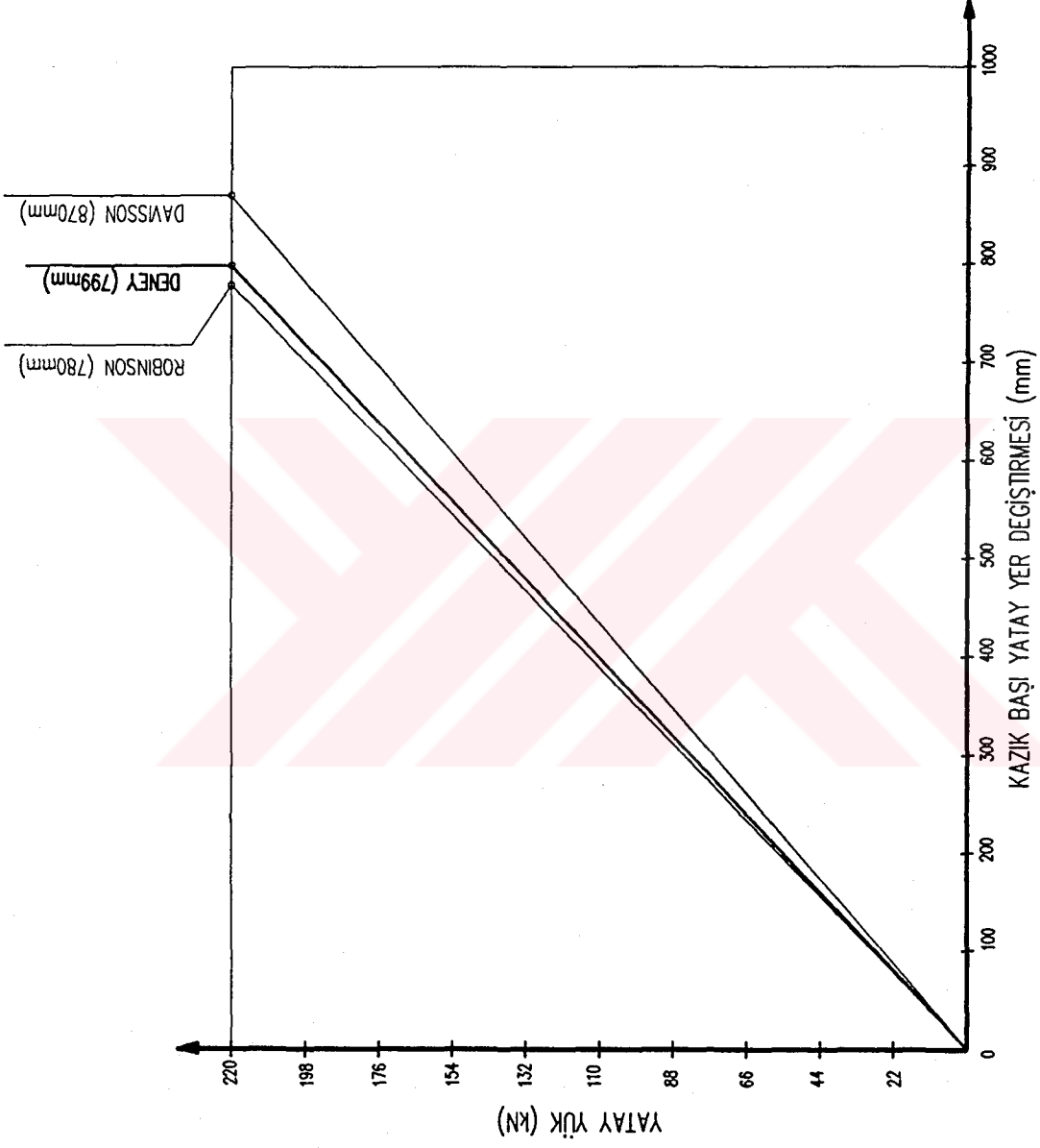
Deney sonuçlarından elde edilen kazık başı yatay fleksibilite değerini verecek şekilde drenajsız kayma mukavemeti c_u

TABLO 6.3 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No.lu Kazıklar İçin, Arazi ve Laboratuvar Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Drenajsız Kayma Mukavemeti Cu Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüklü (220 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

DENEY	YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
ARAZİ	DAVISSON (1970)	862	24.2	9170	2	527	13
VEYN	ROBINSON (1979)	772	22.5	9090	2	611	11
DENEYİ	DENEY (İTERASYON)	799	23.0	9118	2	582	12
LABORATUVAR	DAVISSON (1970)	870	24.3	9240	3	570	14
DİREKT BASIT	ROBINSON (1979)	780	22.7	9167	2	651	12
KESME DENEYİ	DENEY (İTERASYON)	799	23.0	9182	2	634	12



ŞEKİL 6.3 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen Cu Değerleri İle Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması



ŞEKİL 6.4 Karakoy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Laboratuvar Direkt Basit Kesme Deneylerinden Elde Edilen Cu Değerleri İle Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

değerinden elde edilecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan tersten hesapta arazi veyn deneylerinden elde edilen c_u değerlerinin kullanılması halinde ;

$$k_h = 107 c_u(z)/B \quad (6.4)$$

laboratuvar deneylerinden elde edilen c_u değerlerinin kullanılması halinde ise ;

$$k_h = 115 c_u(z)/B \quad (6.5)$$

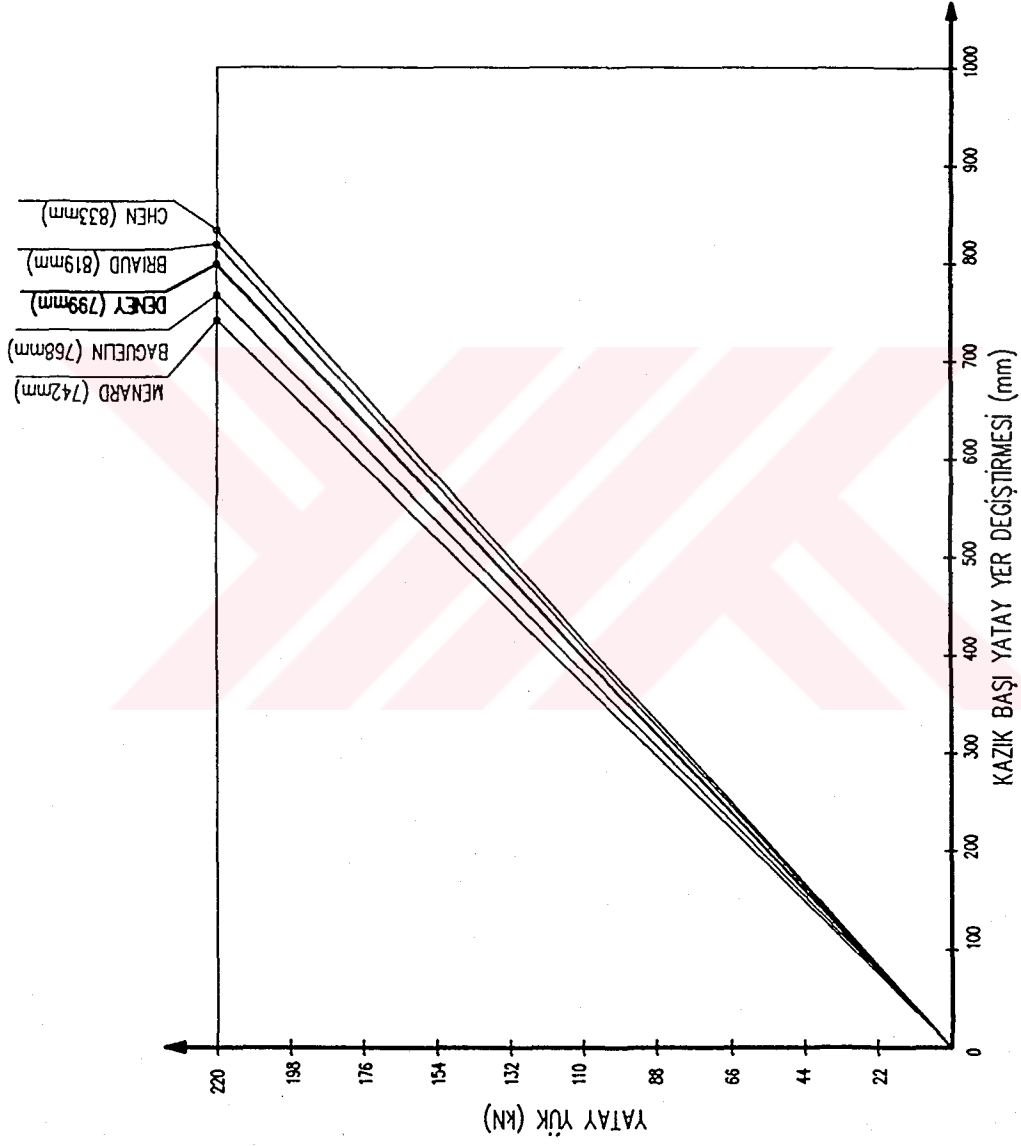
bağıntısı elde edilmiştir.

Her iki durum içinde, bu bölgedeki zemin tabakaları boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimini veren eğrilerin denklemleride Tablo 5.10 da verilmiştir.

Presyometre deneylerinden elde edilen E_n , p_L ve p_F parametrelerine bağlı olarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Şekil 5.6b de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak yapılan analiz sonucunda hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları ile iç kuvvetler Tablo 6.4 de verilmiştir. Ayrıca yapılan analiz sonucunda hesaplanan kazık başı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarında yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.5 de gösterilmiştir. Şekil 6.5 den de görüleceği gibi Menard, Baguelin, Chen ve Briaud tarafından önerilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney

Tablo 6.4 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No'lu Kazıklar İçin Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (220 kN) İçin Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri İle Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX. KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
MENARD (1962)	742	21.9	9053	1	596	10
BAGUELIN (1979)	768	22.4	9111	2	610	11
CHEN (1979)	833	23.6	9088	2	498	12
BRIAUD (1984)	819	23.4	9219	2	603	12
DENEY (İTERASYON)	799	23.0	9074	1	529	11



ŞEKİL 6.5 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyinden Elde Edilen Parametreler Yardımıyla Cesitli Yatak Katıyoısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla 7.2 ;4.0 ;4.2 ve 2.4 olmaktadır. Bu sapmalardan tüm bu araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerlerinin deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerlerine çok yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Deney sonuçlarından elde edilen $f_{ort} = 3633 \text{ mm/MN}$ ($799 \text{ mm}/220 \text{ kN}$)'luk kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek şekilde yapılan tersten hesapta yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi için ;

$$k_h = 2.05 E_m(z)/B \quad (6.6)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu durumda, bu bölgede belirlenen tabakalar boyunca yatay yatak katsayısının presyometre modülü E_m 'e bağlı olarak derinlikle değişimini veren eğriler Şekil 5.7b de gösterilmiştir.

6.1.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

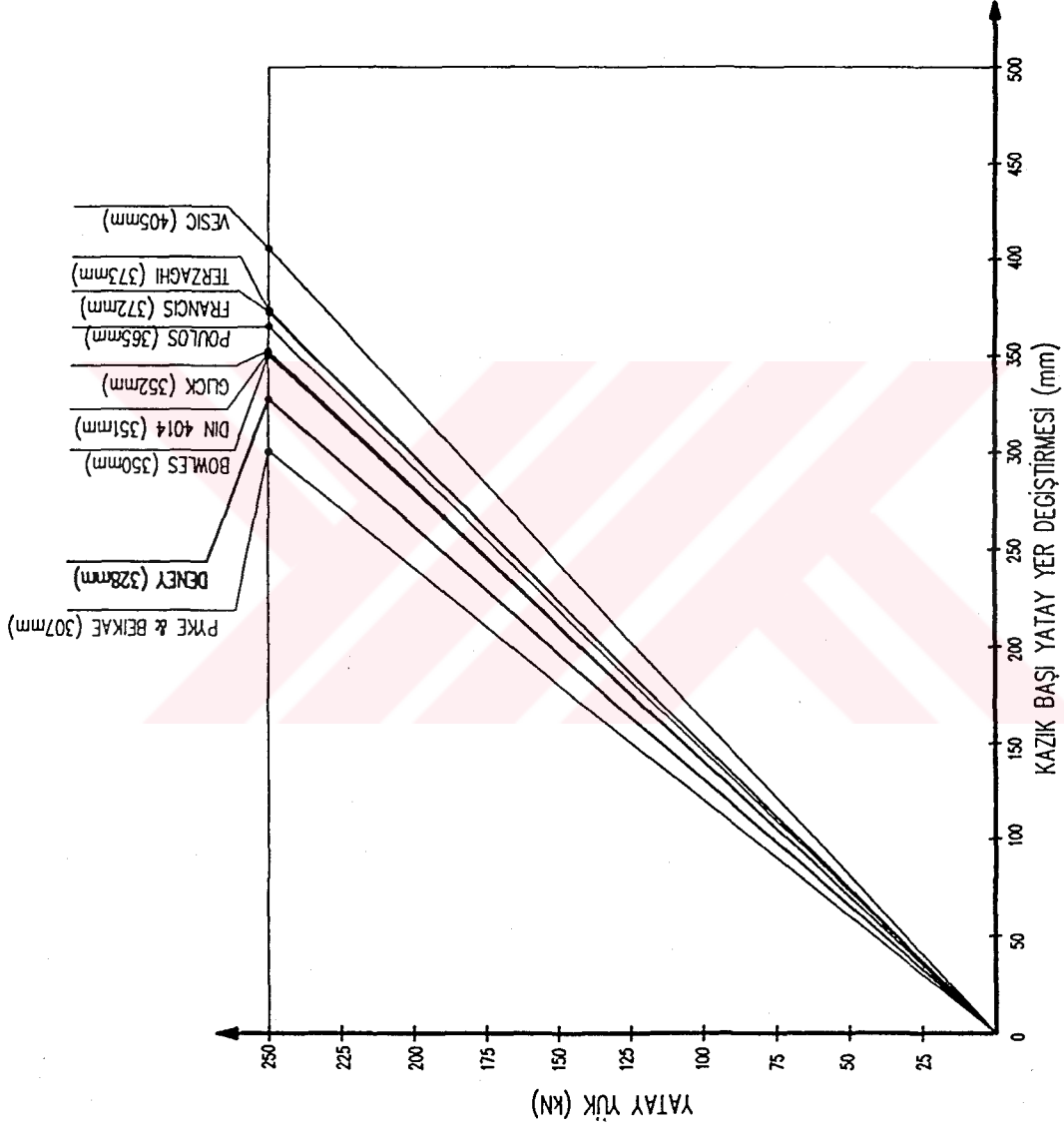
Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 nolu kazıklarda yapılan yatay yükleme deneyinde test yükü kazıklara 2 kademe uygulanmış ve test sonucunda elde edilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yer değiştirme eğrileri Bölüm 4, Şekil 4.7 de gösterilmiştir. Her kademenin yükleme eğrisinden hareketle Denklem (6.1) yardımıyla hesaplanan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilite değeri ise $f_{ort} = 1310 \text{ mm/MN}$ ($328 \text{ mm}/250 \text{ kN}$) olarak bulunmuş ve Şekil 4.7 üzerinde gösterilmiştir.

Bu bölgedeki kazıklar için ilk olarak Yoshida & Yoshinaka tarafından önerilen Denklem (3.2) ile SPT darbe sayılarına bağlı olarak hesaplanan zemin elastisite modülü (E_s)'den hareketle, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Tablo 5.3 de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Bu analiz sonucunda elde edilen kazıkbaşı yerdeğiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment ve kesme kuvveti ile bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.5 de verilmiştir. Ayrıca, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri Şekil 6.6 da gösterilmiştir. Şekil 6.6 dan da görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle elde edilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla 7.6 ;13.8 ;23.7 ;13.5 ;11.5 ;7.0 ;6.3 ve 6.9 dur. Bu sapmalardan, Pyke & Beikae, Bowles, DIN 4014 ve Glick tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan k_h değişimleri kullanılarak yapılan analiz sonucunda elde edilen fleksibilite değerlerinin 4.3 ve 4.4 nolu kazıklar için deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine yakın olduğu görülmektedir. Sapma yüzdeleri 10 dan küçüktür.

Deney sonucunda elde edilen 1310 mm/MN (328mm/250 MN)'luk

TABLO 6.5 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No.lu Kazıklar İçin Tüm Tabakalarda $E_s = 650$ N Bağlantısıyla Elde Edilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX. KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	352	13.9	7048	2	428	9
TERZAGHI (1955)	373	14.5	7083	2	409	10
VESIC (1961)	405	15.3	7126	2	365	11
FRANCIS (1964)	372	14.4	7082	2	400	10
POULOS (1971)	365	14.3	7070	2	409	10
DIN 4014 (1977)	351	13.9	7044	2	431	9
PYKE & BEIKAE (1984)	307	12.7	6995	1	522	8
BOWLES (1989)	350	13.9	7044	2	431	9
DENEY (ITERASYON)	328	13.3	7012	1	473	8



ŞEKİL 6.6 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s = 650$ N Bağintisi İle Çesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacı ile yapılan tersten hesapta da iterasyonla yatay yatak katsayısı için zemin elastisite modülü E_s 'e bağlı olarak aşığıdaki ;

$$k_h = 1.42 E_s(z)/B \quad (6.7)$$

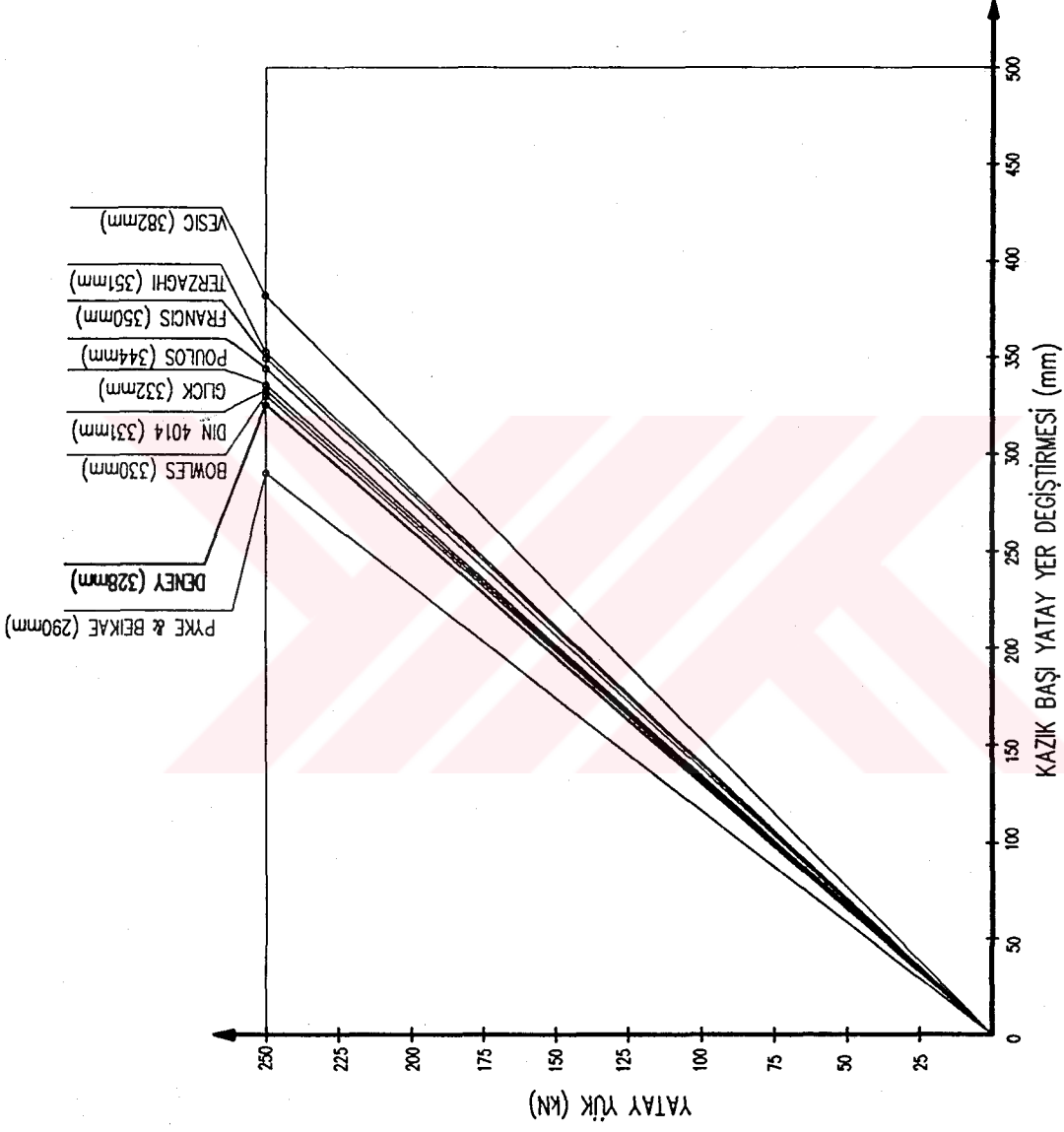
bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı kullanılarak bu bölgedeki 3 tabaka için yatay yatak katsayısının derinlikle değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.3 in alt kısmında verilmiştir.

Ayrıca bu bölgede üstteki siltli kum tabakası için Bowles (1989) da, SPT darbe sayılarına bağlı olarak önerilen ve Denklem (5.2) den hesaplanan E_s değişimi ile; alttaki kil tabakası için İ.T.Ü Geoteknik Raporda (Ansal,1986) verilen E_s değişimi kullanılarak, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla kazık boyunca yatay yatak katsayısı değişimi hesaplanmış (Tablo 5.4) ve bu değerler kullanılarak yatay yüklü kazık analizi yapılmıştır. Bu analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 6.6 da verilmiştir.

Ayrıca çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.7 de gösterilmiştir.Şekil 6.7 den görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin

TABLO 6.6 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No.lu Kazıklar İçin Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250 (N + 15)$; Alttaki Kilde Ansal (1986)' da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNME Sİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	332	13.3	7020	1	515	11
TERZAGHI (1955)	351	13.8	7056	2	487	12
VESIC (1961)	382	14.5	7102	2	454	13
FRANCIS (1964)	350	13.7	7055	2	488	12
POULOS (1971)	344	13.6	7043	2	497	12
DIN 4014 (1977)	330	13.2	7019	1	518	11
PYKE & BEIKAE (1984)	290	12.2	6985	1	596	9
BOWLES (1989)	330	13.2	7018	1	519	11
DENEY (İTERASYON)	328	13.2	7017	1	523	11



ŞEKİL 6.7 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$ Altındaki Kil Tabakasında Ansa(1986)da Verilen E_s Değişimi İle Cesitli Yatac Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

deney sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla 1.3; 7.2; 16.5; 6.9; 4.9; 0.8; 11.4 ve 0.6 dır. Bu sapmalardan Bowles, DIN 4014, Glick ve Poulos tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan k_h değişiminden elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerlerinin 4.3 ve 4.4 nolu kazıklar için deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimini belirlemek amacıyla yapılan tersten hesaptan da yatay yatak katsayısı için ;

$$k_h = 1.04 E_s(z)/B \quad (6.8)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı ile hesaplanan yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimini veren eğrilerin denklemleri de Tablo 5.4'ün alt kısmında verilmiştir.

Ayrıca bu bölgede yaklaşık 11.0 m. kalınlığındaki siltli kum tabakasının altında yer alan kil tabakasında, yatay yatak katsayısındaki değişimin sonuçları ne şekilde etkiliyeceğinin belirlenmesi amacıyla bir analiz yapılmıştır. Bu analizde üst kısımdaki siltli kum için yine Bowles(1989) da verilen Denklem (5.2) ile SPT darbe sayılarına bağlı olarak E_s değişimi bulunmuş ve bu E_s değerleri ile Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014 ve Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla yatay yatak katsayısının siltli kum tabakası boyunca değişimi elde

edilmiştir (Tablo 5.11). Alt kısımdaki kil tabakası için ise arazi veyn deneyleri sonucunda elde edilen c_u değişiminden Davisson ve Robinson tarafından önerilen bağıntılarla hesaplanan ve Tablo 5.11 de verilen yatay yatak katsayısının değişimi kullanılarak analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda elde edilen kazıkbaşı deformasyonları ile iç kuvvetler Tablo 6.7 ve Tablo 6.8 de verilmiştir.

Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Tablo 5.11 de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.8 ve Şekil 6.9 da gösterilmiştir.

Şekil 6.8 den görüleceği gibi kil tabakası için Davisson tarafından önerilen yöntemle bulunan yatay yatak katsayısı değişimi kullanılması halinde; Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilite değerlerinin, deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesinden sapma yüzdeleri sırasıyla 5.7 ;11.8 ;21.5 ;11.5 ;9.5 ;5.2 ;6.3 ve 5.0 olarak bulunmuştur. Bu sapmalardan Vesic dışında diğer araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan, k_n değişiminden elde edilen yatay fleksibilite değerlerinin deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

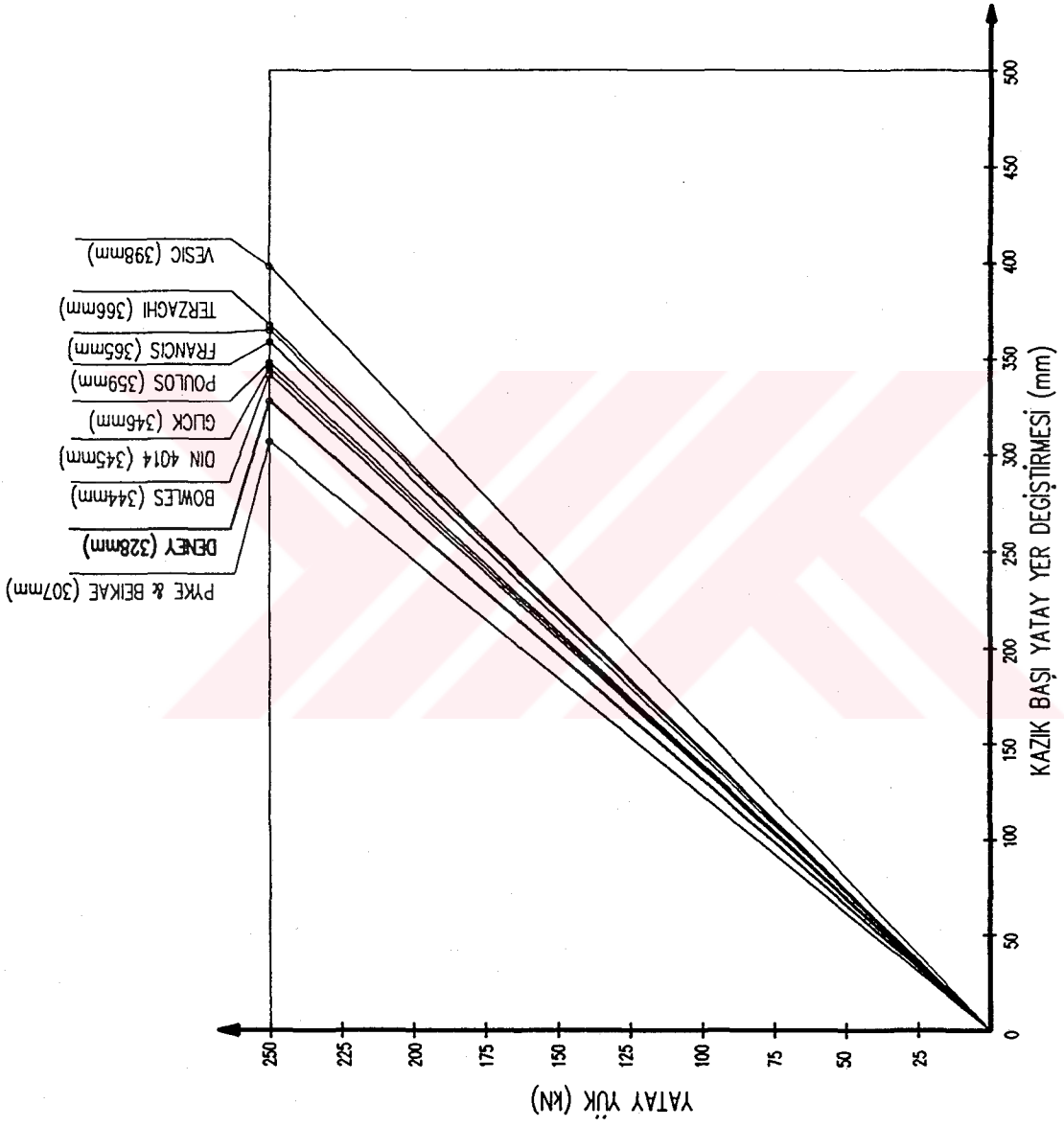
Tersten hesap yapılarak, deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak

TABLO 6.7 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No.lu Kazıklar İçin Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250 (N + 15)$; Altteki Kilde Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen Cu Değişimi (Davisson) Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

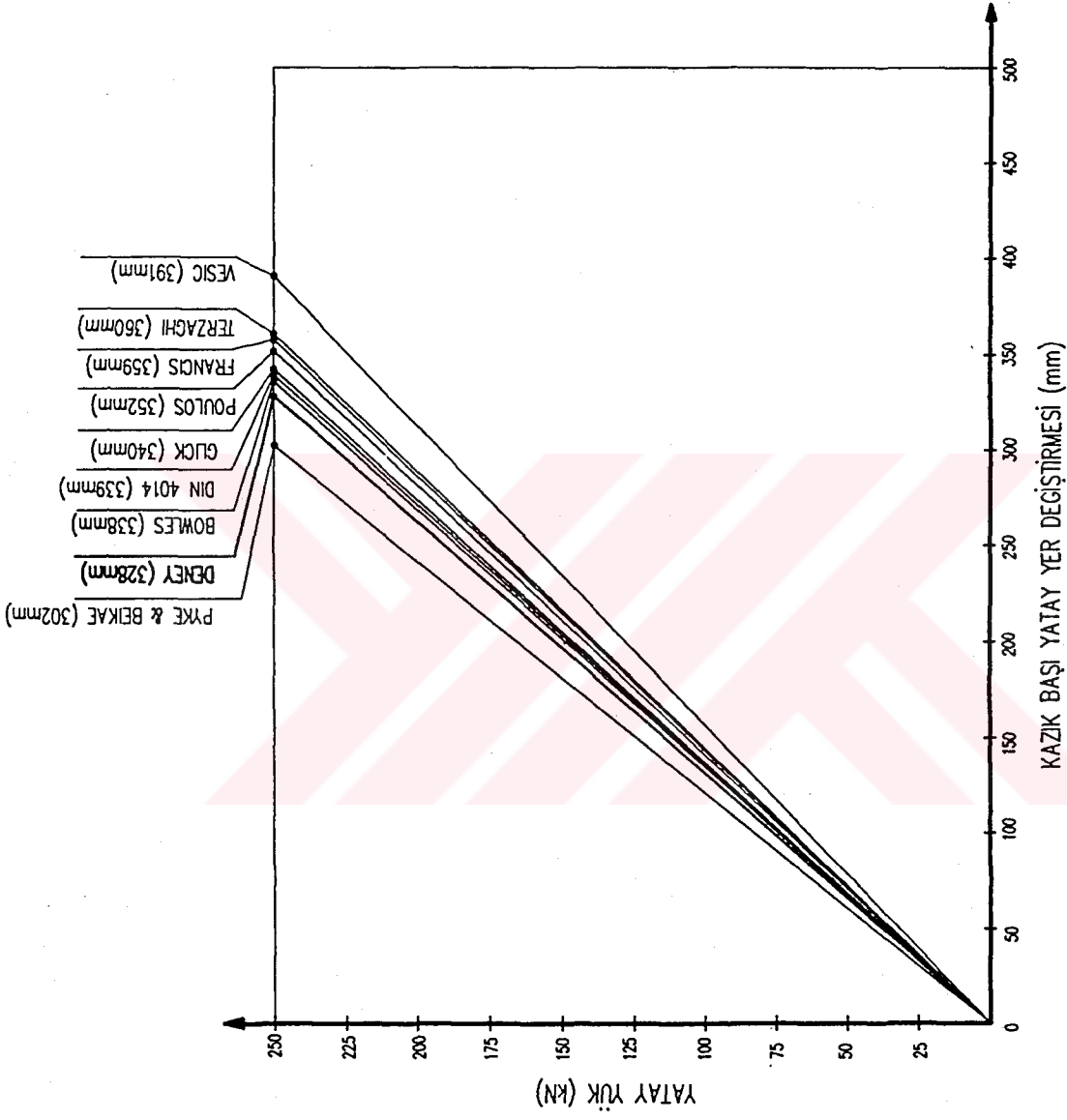
YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMEŞİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLJCK (1948)	346	13.8	7018	1	424	9
TERZAGHI (1955)	366	14.3	7053	2	393	9
VESIC (1961)	398	15.1	7099	2	357	10
FRANCIS (1964)	365	14.3	7051	2	395	9
POULOS (1971)	359	14.1	7039	2	405	9
DİN 4014 (1977)	345	13.7	7017	1	427	9
PYKE & BEIKAE (1984)	307	12.8	6978	1	523	7
BOWLES (1989)	344	13.7	7017	1	428	9
DENEY (ITERASYON)	328	13.3	7005	1	461	8

TABLO 6.8 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No.lu Kazıklar İçin Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250 (N + 15)$; Altındaki Kilde Arazi Veyn Deneylerinden Elde Edilen Cu Değişimi (Robinson) Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNÜMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	340	13.6	7019	1	445	9
TERZAGHI (1955)	360	14.1	7056	2	419	10
VESIC (1961)	391	14.8	7101	2	386	11
FRANCIS (1964)	359	14.1	7054	2	420	10
POULOS (1971)	352	13.9	7042	2	429	10
DİN 4014 (1977)	339	13.5	7018	1	448	9
PYKE & BEIKAE (1984)	302	12.6	6981	1	525	8
BOWLES (1989)	338	13.5	7018	1	449	9
DENEY (ITERASYON)	328	13.2	7010	1	468	9



ŞEKİL 6.8 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$; Altteki Kil Tabakasında Arazi Veyn Deneyinden Elde Edilen Cu Değisimi(Davisson) İle Cestilli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması



ŞEKİL 6.9 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Üstteki Siltli Kumda $E_s = 250(N+15)$; Altteki Kıl Tabakasında Arazi Veyn Deneyinden Elde Edilen Cu Değisimi(Robinson) İle Cestitli Yatay Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

katsayısının kazık boyunca değişimi belirlemek amacı ile yapılan iterasyonda ;

$$k_h = 1.30 E_s(z)/B \quad (6.9)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu bağıntı ile hesaplanan yatay yatak katsayısının, kazık boyunca değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.11 de verilmiştir.

Aynı şekilde, kil tabakasında Robinson tarafından önerilen yöntemle bulunan yatay yatak katsayısı değişiminin kullanılması halinde; Şekil 6.9 da görüleceği gibi ; Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan kazık başı yatay fleksibilite değerlerinin, deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesinden sapma yüzdeleri de sırasıyla 3.9 ;9.8 ; 19.2 ;9.5 ;7.5 ;3.4 ;7.8 ve 3.2 dir. Bu sapmalardan, çeşitli yöntemlerle elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilitesinin deney sonuçlarından elde edilen değerlere yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca, kil tabakasındaki, k_h değişimi için Robison tarafından önerilen yöntem kullanılarak elde edilen fleksibilite değerlerinin, Davisson tarafından önerilen yöntemle elde edilen değerlere yakın olduğu fakat Robinson tarafından önerilen yöntemin biraz daha iyi sonuç verdiği görülmektedir.

Tersten hesap yapılarak, deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatay katsayısının kazık boyunca değişimini belirlemek amacı ile

yapılan iterasyon da ;

$$k_h = 1.19 E_s (z)/B \quad (6.10)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

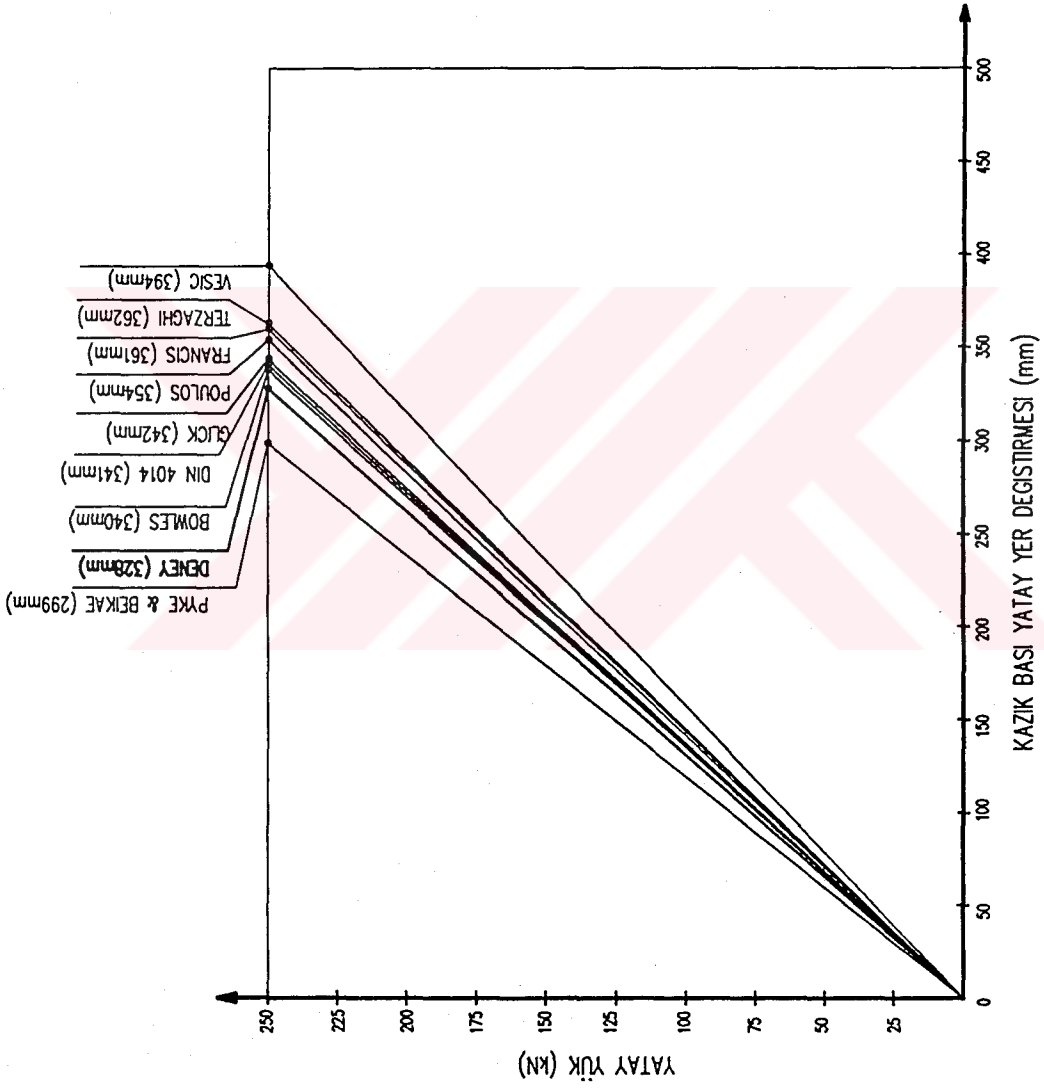
Bu bağıntı ile hesaplanan yatay yatak katsayısının, kazık boyunca değişimini veren eğrilerin denklemleride Tablo 5.11 de verilmiştir.

Yine bu bölgede, üstteki siltli kum tabakası için presyometre deneylerinden dolayı olarak elde edilen zemin elastisite modülü E_s ile N arasında kurulan Denklem (5.3) de verilen korelasyon ile, alttaki kil tabakası için Ansal (1986) da verilen E_s değişimi yardımıyla hesaplanan Tablo 5.5 deki yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak analiz yapılmıştır. Bu analiz sonucunda elde edilen kazıkbaşı deformasyonları ile iç kuvvetler Tablo 6.9 da verilmiştir.

Ayrıca hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.10 da gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi, Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla; 4.4 ;10.5 ;20.3 ; 10.2 ;8.2 ;3.9 ;8.9 ve 3.7 dir. Bu sapmalardan Vesic dışında, diğer araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan k_h değişiminden elde edilen yatay fleksibilite değerlerinin deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

TABLO 6.9 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No.lu Kazıklar İçin Üstteki Siltli Kumda $E_s = 625 \text{ N}$; Altındaki Kil Tabakasında Ansal (1986)'da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX. KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	342	13.5	7057	2	513	12
TERZAGHI (1955)	362	14.1	7091	2	487	13
VESIC (1961)	394	14.8	7133	2	459	14
FRANCIS (1964)	361	14.0	7089	2	488	13
POULOS (1971)	354	13.9	7078	2	496	12
DIN 4014 (1977)	340	13.5	7053	2	516	12
PYKE & BEIKAE (1984)	299	12.4	7000	1	592	10
BOWLES (1989)	340	13.5	7053	2	516	12
DENEY (ITERASYON)	328	13.2	7027	2	536	11



ŞEKİL 6.10 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Üstteki Siltli Kumda $E_s = 625$ N Altındaki Kıl Tabakasında Ansal(1986)'da Verilen E_s Değişimi İle Cesitli Yatak Katıyısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbası Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

Deney sonuçlarından elde edilen yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısını belirlemek amacıyla yapılan tersten hesapta ;

$$k_h = 1.21 E_s(z)/B \quad (6.11)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

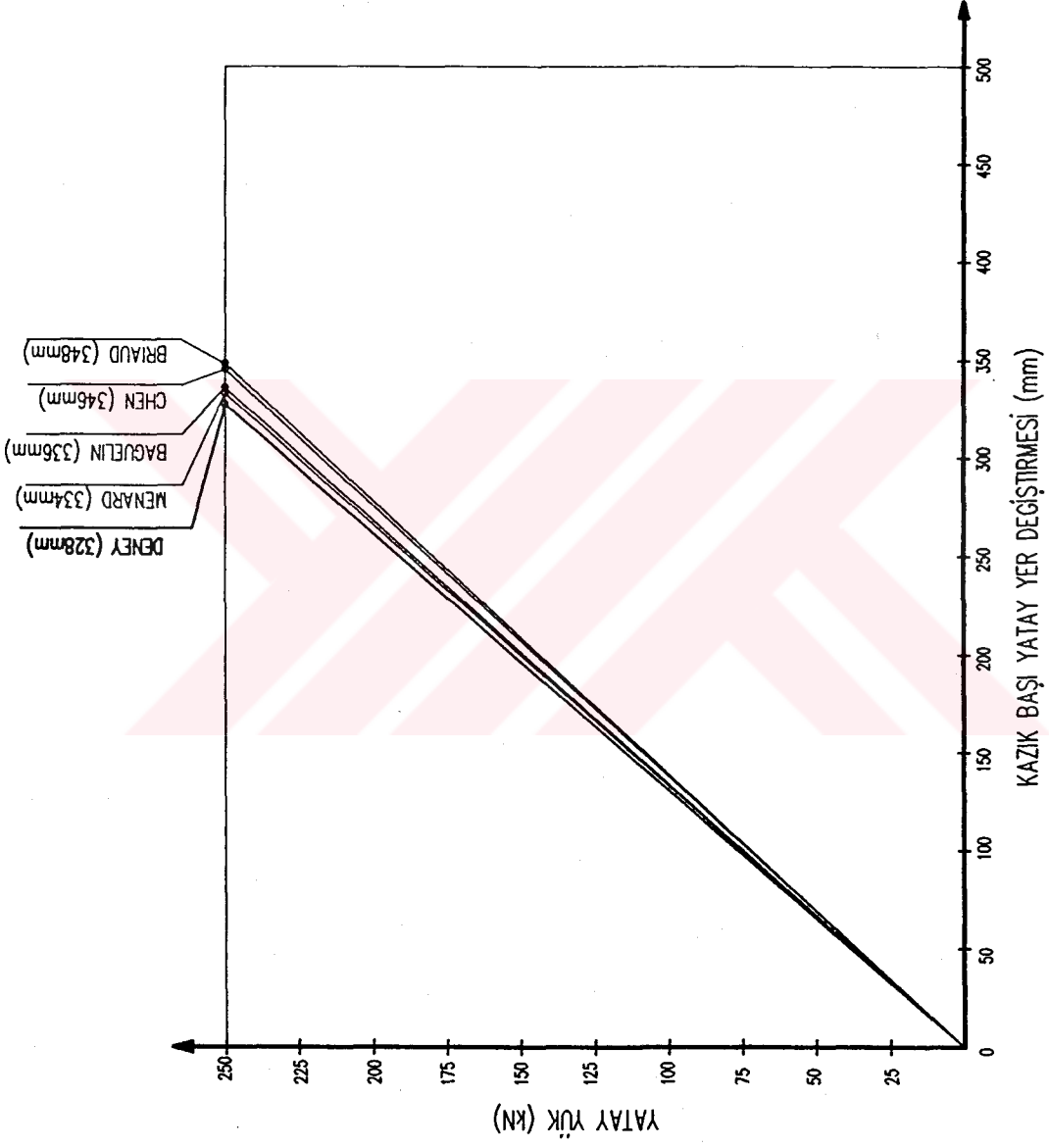
(6.11) bağıntısı kullanılarak bu bölgedeki tabakalar boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.5'in altında verilmiştir.

Presyometre deneylerinden elde edilen E_s , p_L ve p_R parametrelerine bağlı olarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Şekil 5.9b de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak kazıkbaşı yerdeğiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin yerleri Tablo 6.10 da verilmiştir. Ayrıca bu yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.11 de gösterilmiştir.

Şekilden de görüleceği gibi Menard, Baguelin, Chen ve Briaud tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla 1.9 ; 2.5 ; 5.6 ve 6.3 dür. Bu sapmalardan tüm araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin deney

Tablo 6.10 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No'lu Kazıklar İçin Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüğü (250 kN) İçin Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
MENARD (1962)	334	13.4	7013	1	469	9
BAGUELIN (1979)	336	13.5	7059	2	498	9
CHEN (1979)	346	13.8	7016	1	437	9
BRIAUD (1984)	348	13.8	7179	2	512	10
DENEY (ITERASYON)	328	13.2	7009	1	481	9



ŞEKİL 6.11 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Yardımıyla Cestli Yatac Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması

sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir. Deney sonuçlarından elde edilen kazık başı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan iterasyonda

$$k_h = 3.625 E_m(z)/B \quad (6.12)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu durumda bu bölgedeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi Şekil 5.9b de gösterilmiştir.

6.1.3 Karaköy Kenar Ayağı

Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 nolu kazıklarda yapılan yükleme deneyi sonucunda elde edilen ve Bölüm 4 Şekil 4.9 da verilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yer değiştirmesi eğrilerinden görüleceği gibi test yükü kazıklara üç kademede uygulanmıştır. Her kademenin yükleme eğrisinden 0'.8 ve 0'.9 nolu kazıklar için ortalama bir kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Denklem 6.1 den hesaplanarak $f_{0.8} = 46.80 \text{ mm/MN}$ ($35.10\text{mm}/750\text{kN}$) olarak bulunmuş ve Şekil 4.9 da gösterilmiştir.

Bu bölgede Bölüm 5 de verilen çeşitli yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimleri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir.

İlk olarak Yoshida & Yoshinaka tarafından önerilen Denklem (3.2) ile SPT darbe sayılarına bağlı olarak hesaplanan zemin elastisite modülü E_s 'den çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla elde edilen ve Tablo 5.6 da

verilen yatay yatak katsayısı k_h 'nın kazık boyunca değişimi kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yer değiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.11 de verilmiştir. Ayrıca çeşitli yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.12 de gösterilmiştir. Şekil 6.12 den de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen k_h değişimleri ile hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla 3.5 ;15.8 ;44.7 ;12.2 ;8.2 ;5.1 ; 39.6 ve 8.5 dir. Bu sapmalardan Glick, DIN 4014, Poulos ve Bowles tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, 0'.8 ve 0'.9 nolu kazıklar için deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerlerine çok yakın ve sapma yüzdelerinin 10'dan küçük olduğu görülmektedir.

Deney sonuçlarından elde kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacı ile yapılan tersten hesapta iterasyonla ;

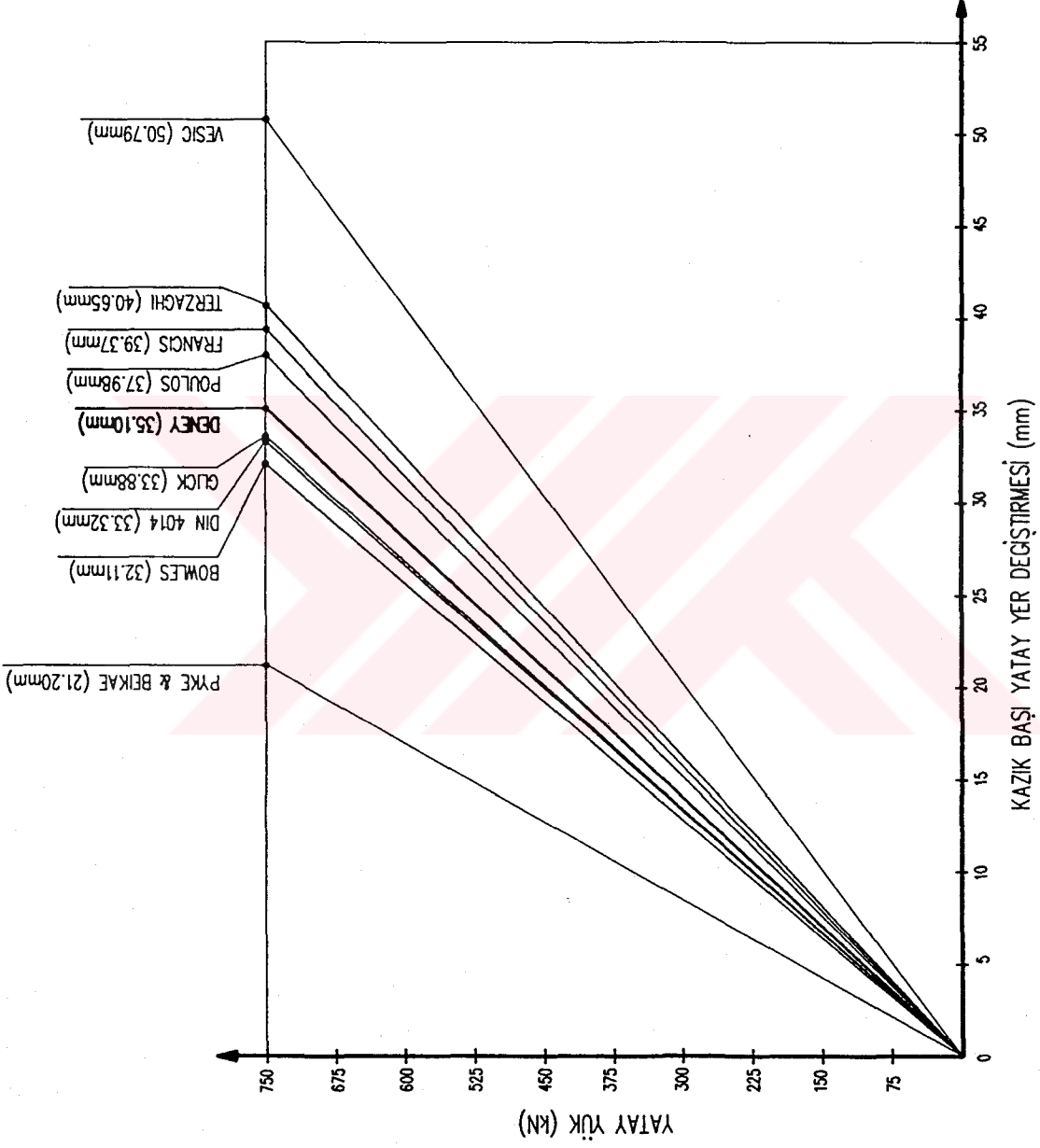
$$k_h = 0.924 E_s(z)/B \quad (6.13)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu durumda, bu bölgedeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi veren eğriler Tablo 5.6 nın

TABLO 6.11 Karaköy Kenar Ayağı 0'.8 ve 0'.9 No.lu Kazıklar İçin Tüm Tabakalarda Es = 650 N Bağıntısıyla Elde Edilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüğü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNNESİ x 10' (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	33.88	3.5	3164	6	227	14
TERZAGHI (1955)	40.65	4.0	3327	7	223	15
VESIC (1961)	50.79	4.6	3557	7	220	16
FRANCIS (1964)	39.37	3.9	3299	7	225	15
POULOS (1971)	37.98	3.8	3261	6	224	15
DIN 4014 (1977)	33.32	3.5	3149	6	227	14
PYKE & BEIKAE (1984)	21.20	2.6	2782	5	236	12
BOWLES (1989)	32.11	3.4	3123	6	229	14
DENEY (ITERASYON)	35.10	3.6	3194	6	226	14



ŞEKİL 6.12 Karakoy Kenar Ayagında 0'8 ve 0'9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s = 650$ N Bağintisi İle Çesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

alt kısmında verilmiştir.

Bu bölgedeki üstteki dolgu ve alttaki kumtaşı tabakaları için presyometre deneylerinden dolayı olarak elde edilen E_s ile N arasında kurulan ve Denklem (5.6) ve Denklem (5.7) de verilen korelasyonlar ile kil tabakası için Ansal (1986) da verilen E_s değişimi kullanılarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Tablo 5.7 de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri ile hesaplanan kazıkbaşı yer değiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.12 de verilmiştir. Ayrıca hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.13 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Fransic, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla 8.1 ;10.3 ;38.5 ;7.0 ;3.1 ;9.6 ; 42.4 ve 12.4 dir. Bu sapmalardan Poulos, Francis, Glick, DIN 4014 tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine çok yakın ve sapma yüzdelerinin 10'dan küçük olduğu görülmektedir.

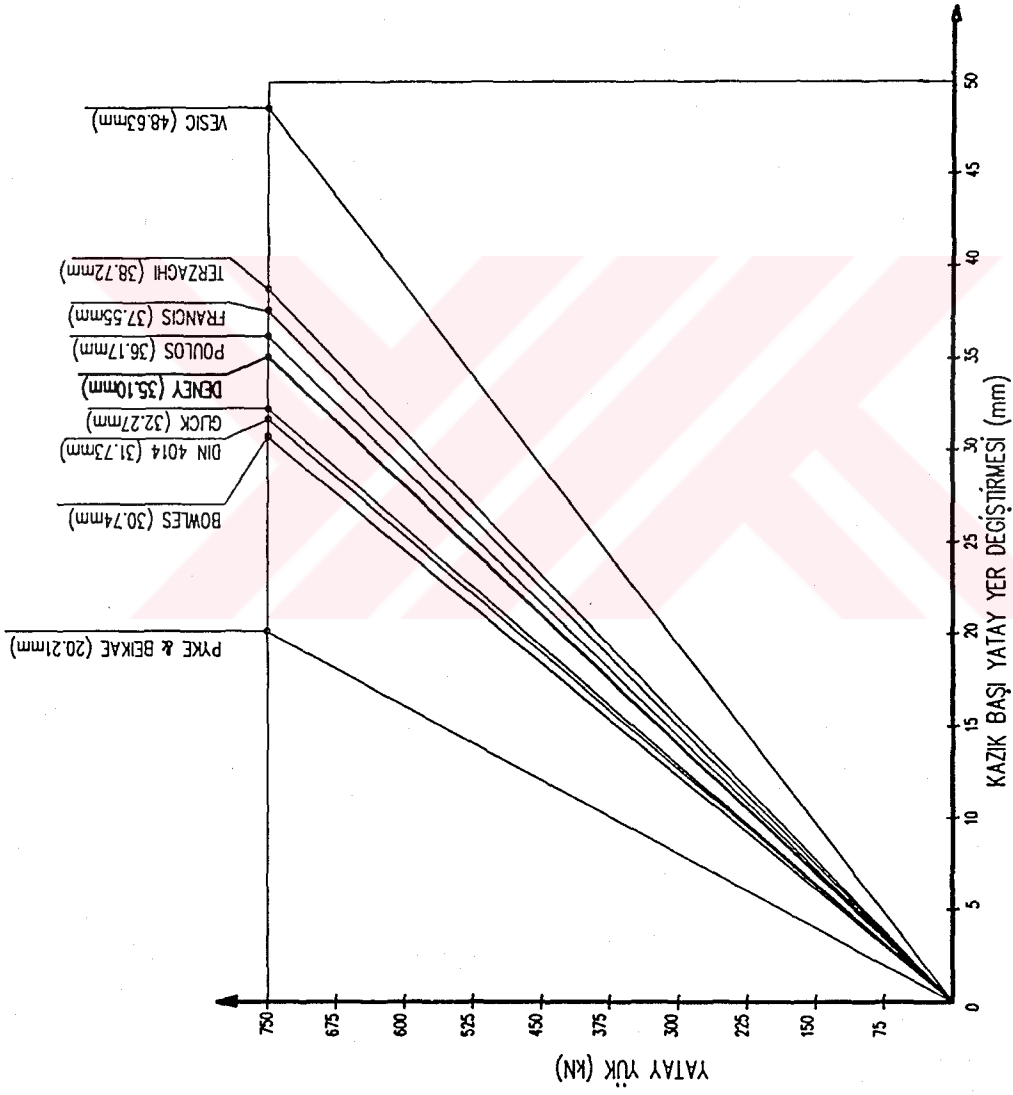
Deney sonuçlarından elde edilen yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan testen hesaptan da ;

$$k_h = 0.86 E_s(z)/B$$

$$(6.14)$$

TABLO 6.12 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 ve 0'9 No.lu Kazıklar İçin; Üstteki Dolguda Es = 700 N; Altındaki Kumtaşı Es = 550 N Korelasyonları ve Kilde Ansal (1986)'da Verilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüklü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları, En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNME Sİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kN'm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	32.27	3.4	3121	6	228	14
TERZAGHI (1955)	38.72	3.9	3276	7	224	15
VESIC (1961)	48.63	4.5	3505	7	220	16
FRANCIS (1964)	37.55	3.8	3251	6	225	15
POULOS (1971)	36.17	3.7	3219	6	226	14
DIN 4014 (1977)	31.73	3.4	3107	6	228	14
PYKE & BEIKAE (1984)	20.21	2.5	2745	5	237	11
BOWLES (1989)	30.74	3.3	3078	6	228	14
DENEY (ITERASYON)	35.05	3.6	3192	6	226	14



ŞEKİL 6.13 Karakoy Kenar Ayagında 0'8 ve 0'9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Ustteki Dolguda $E_s = 700 \text{ N}$; Altteki Kumtasında $E_s = 550 \text{ N}$ Ve Kilde Ansal(1986)da Verilen E_s Değisimi İle Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu bağıntı kullanılarak elde edilen, Karaköy Kenar Ayağı bölgesindeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısı değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.7 nin alt kısmında verilmiştir.

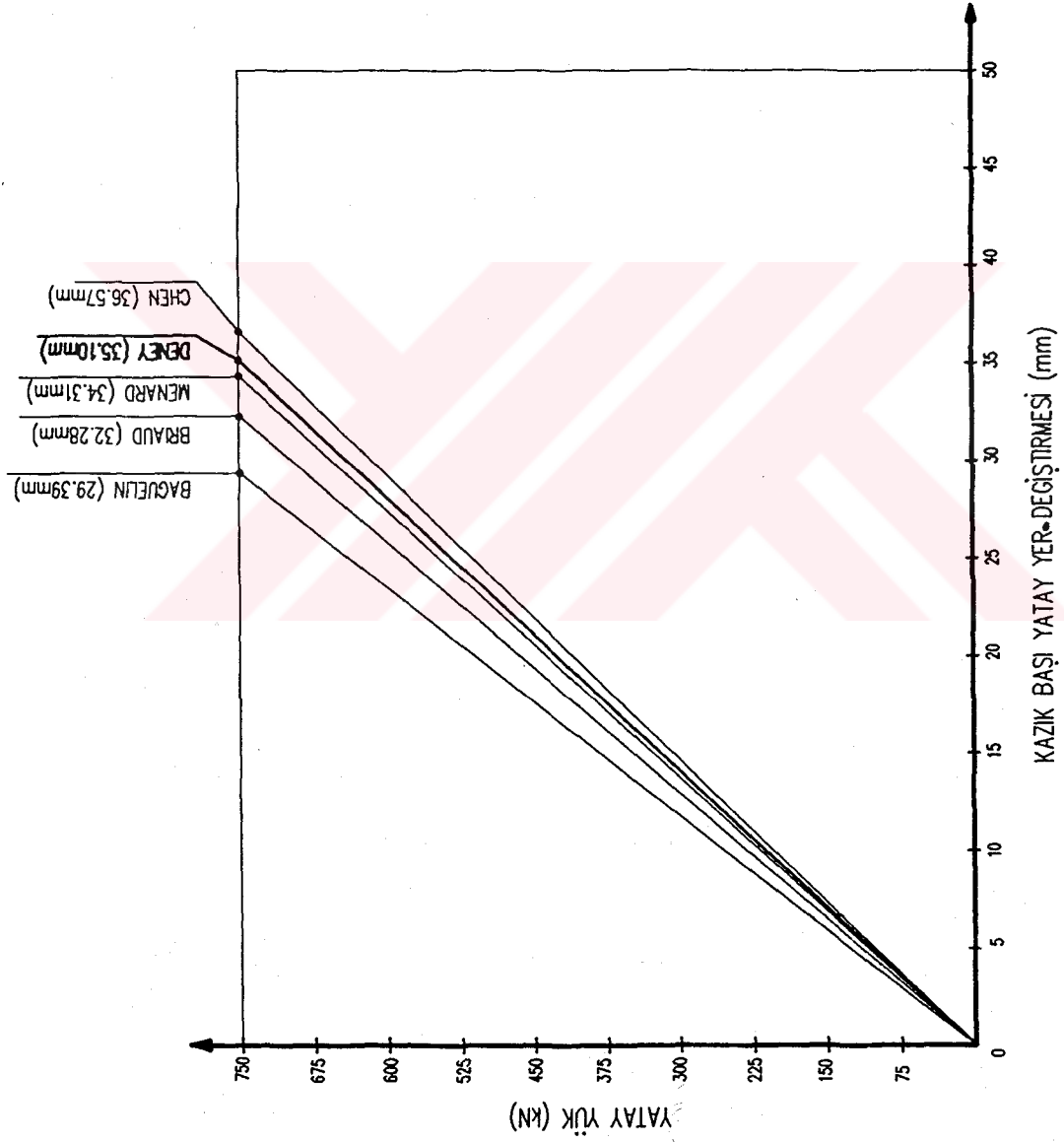
Presyometre deneylerinden elde edilen E_m , p_L ve p_R parametrelerine bağlı olarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Şekil 5.11b de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak kazıkbaşı yerdeğiştirmesi dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin yerleri Tablo 6.13 de verilmiştir. Ayrıca bu yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.14 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Menard, Baguelin, Chen ve Briaud tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla; 2.3 ;16.3 ;4.2 ve 8.0 dır.Bu sapmalardan Menard, Chen ve Briaud tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir. Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan iterasyonda ;

$$k_h = 3.189 E_m(z)/B$$

$$(6.15)$$

Tablo 6.13 Karaköy Kenar Ayacı 0'8 ve 0'9 No'lu Kazıklar İçin Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Yapılan Analizde; Max Test Yüğü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri İle Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNNMESİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
MENARD (1962)	34.31	3.5	3116	6	217	14
BAGUELIN (1979)	29.39	3.3	3232	6	263	13
CHEN (1979)	36.57	3.7	3167	6	217	15
BRIAUD (1984)	32.28	3.6	3533	6	288	13
DENEY (ITERASYON)	35.10	3.6	3134	6	217	15



ŞEKİL 6.14 Karakoy Kenar Ayagında 0'8 ve 0'9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyleri Yardımıyla Elde Edilen Yatay Katıysız Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

Cesitli

bağıntısı elde edilmiştir. Bu durumda bu bölgedeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi Şekil 5.11b de verilmiştir.

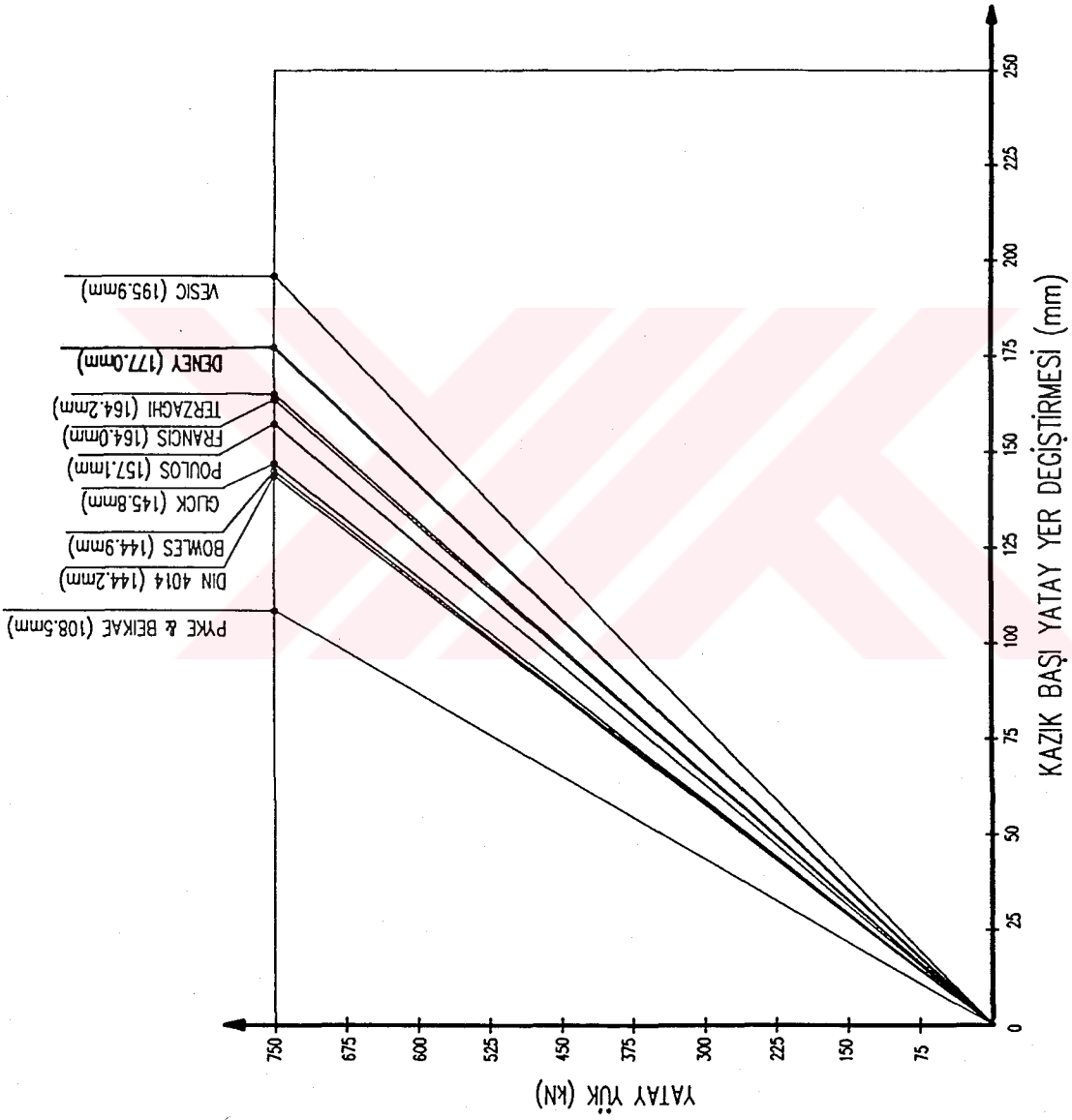
6.1.4 Eminönü Kenar Ayağı

Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 nolu kazıklarda yapılan yükleme deneyi sonucunda elde edilen ve Bölüm 4, Şekil 4.10 da verilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yer değiştirmesi eğrilerinden görüleceği gibi test yükü kazıklara iki kademede uygulanmıştır. Her kademenin yükleme eğrisinden 0.8 ve 0.9 nolu kazıklar için ortalama bir kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Denklem 6.1 den hesaplanarak $f_{ort} = 236.0 \text{ mm/MN}$ (177 mm/750 kN) olarak bulunmuş ve Şekil 4.10 üzerinde gösterilmiştir.

İlk olarak, Yoshida & Yoshinaka tarafından önerilen Denklem (3.2) ile SPT darbe sayılarına bağlı olarak hesaplanan zemin elastisite modülü E_s 'den çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla elde edilen ve Tablo 5.8 de verilen yatay yatak katsayısı k_h 'nin kazık boyunca değişimi kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yer değiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.14 de verilmiştir. Ayrıca çeşitli yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazık başı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.15 de gösterilmiştir. Şekil 6.15 den de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve

TABLO 6.14 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No.lu Kazıklar İçin Tüm Tabakalarda $E_s = 650$ N Bağlantısıyla Elde Edilen Es Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüğü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	145.8	10.6	7825	4	531	13
TERZAGHI (1955)	164.2	11.4	8002	5	512	14
VESIC (1961)	195.9	12.8	8314	6	497	16
FRANCIS (1964)	164.0	11.4	8028	5	519	14
POULOS (1971)	157.1	11.1	7932	5	519	14
DIN 4014 (1977)	144.2	10.5	7812	4	533	13
PYKE & BEIKAE (1984)	108.5	8.8	7450	3	592	11
BOWLES (1989)	144.9	10.5	7848	4	542	13
DENEY (İTERASYON)	177.0	12.0	8113	5	501	15



ŞEKİL 6.15 Eminonu Kenar Ayagında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede $E_s = 650$ N Bağintisi ile Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması

Bowles tarafından önerilen k_h değişimleri ile hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla 17,6 ; 7,2 ; 10,7 ; 7,3 ; 11,3 ; 18,5 ; 38,7 ve 18,1 dir. Bu sapmalardan Terzaghi, Francis, Vesic tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, 0.8 ve 0.9 nolu kazıklar için deney sonuçlarından elde edilen fleksibilite değerlerine çok yakın olduğu görölmektedir.

Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacı ile yapılan tersten hesapta iterasyonla ;

$$k_h = 0.625 E_s(z)/B \quad (6.16)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu durumda, bu bölgedeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimini veren eğriler Tablo 5.8'in alt kısmından verilmiştir.

Bu bölgedeki üstteki dolgu tabakası için presyometre deneylerinden dolayı olarak elde edilen E_s ile N arasında kurulan ve Denklem (5.6) da verilen korelasyonlar ile kil tabakası için Ansal (1986) da verilen E_s değişimi kullanılarak çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve Tablo 5.9 da verilen yatay yatak katsayısı değişimleri ile hesaplanan kazıkbaşı yer değiştirmesi, dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.15 de verilmiştir.

TABLO 6.15 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No.lu Kazıklar İçin; Üstteki Dolguda $E_s = 400$ N Korelasyonu ; Alttaki Kilde Ansal (1986)' da Verilen E_s Değişimi Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüğü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları, En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX. KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
GLICK (1948)	180.0	12.1	8140	5	497	15
TERZAGHI (1955)	203.8	13.1	8340	6	479	16
VESIC (1961)	250.0	14.9	8699	7	455	18
FRANCIS (1964)	202.5	13.0	8330	6	480	16
POULOS (1971)	194.6	12.7	8257	6	486	16
DIN 4014 (1977)	178.1	12.0	8124	5	499	15
PYKE & BEKAE (1984)	132.2	9.9	7703	4	549	13
BOWLES (1989)	182.1	12.2	8156	5	495	15
DENEY (İTERASYON)	177.0	12.0	8114	5	500	15

Ayrıca hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.16 da gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Glick, Terzaghi, Vesic, Francis, Poulos, DIN 4014, Pyke & Beikae ve Bowles tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre sapma yüzdeleri sırasıyla 1.7 ;15.1 ;41.1 ; 14.4 ;9.9 ;0.6 ;25.3 ve 2.9 dur. Bu sapmalardan DIN 4014, Glick, Bowles, Poulos tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

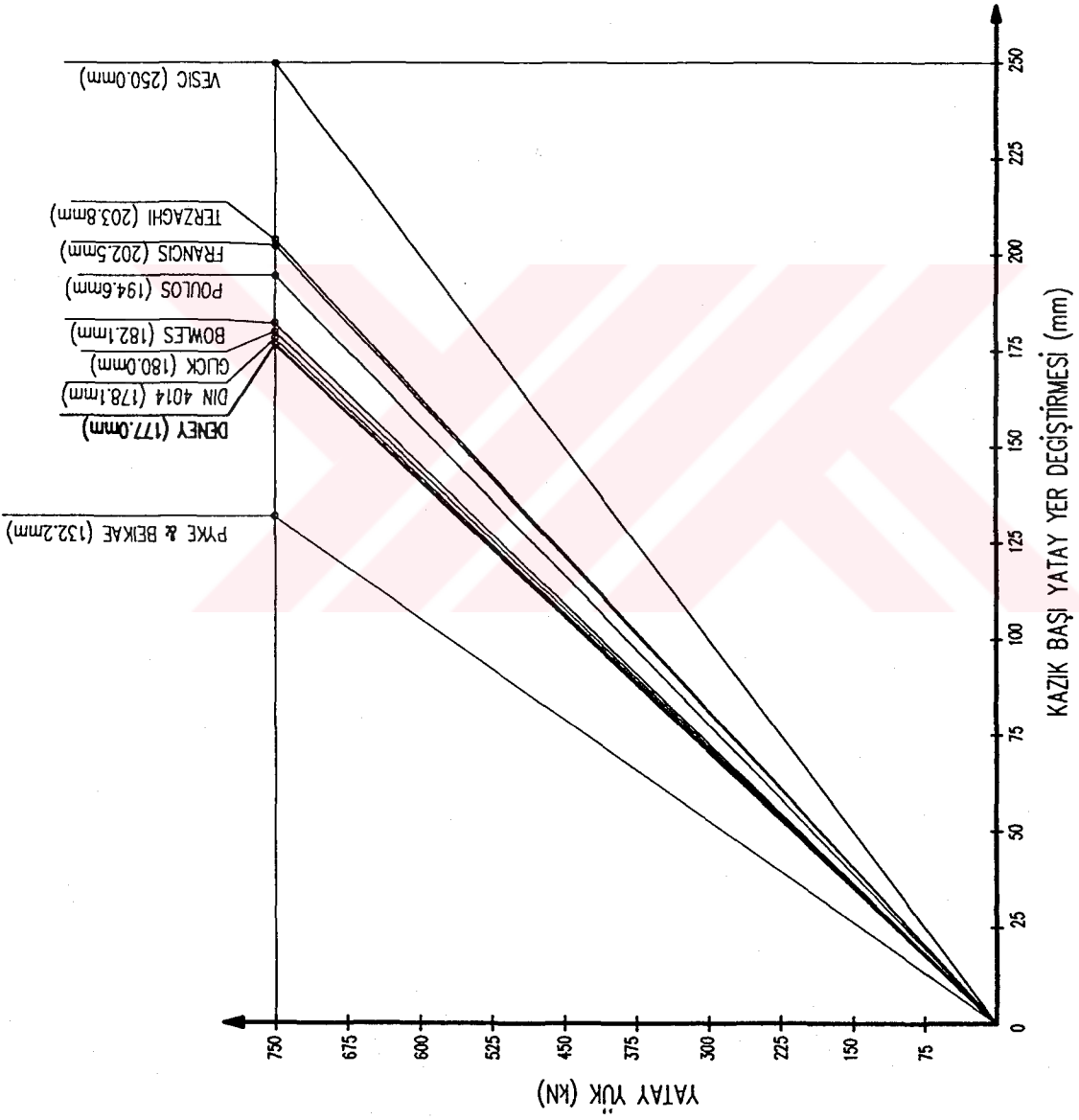
Deney sonuçlarından elde edilen yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan iterasyondan da aşağıdaki ;

$$k_h = 1.015 E_s(z)/B \quad (6.17)$$

bağıntısı elde edilmiştir.

Bu bağıntı kullanılarak elde edilen, Karaköy Kenar Ayağı bölgesindeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısı değişimini veren eğrilerin denklemleri Tablo 5.8 'in alt kısmında verilmiştir.

Presyometre deneylerinden elde edilen E_m , p_L ve p_R parametrelerine bağlı olarak çeşitli araştırmacılar



ŞEKİL 6.16 Eminonu Kenar Ayagında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bolgede Ustteki Dolguda $E_s=400$ N; Altteki Kil Tabakasında Ansal (1986)'da Verilen Es Değişimi İle Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

tarafından önerilen ve Şekil 5.13b de verilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak kazıkbaşı yerdeğiştirmesi dönmesi ile en büyük moment, kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin yerleri Tablo 6.16 da verilmiştir. Ayrıca bu yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibiliteleri ile deney sonuçlarından yararlanılarak bulunan ortalama kazıkbaşı yatay fleksibilitesi Şekil 6.17 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Menard, Baguelin, Chen ve Briaud tarafından önerilen k_h değişimlerine göre hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarından sapma yüzdeleri sırasıyla 20.4 ; 7.7 ; 16.9 ve 1.2 dir. Bu sapmalardan Baguelin ve Briaud tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanmış k_h değişimlerinden elde edilen değerlerin, deney sonuçlarından elde edilmiş fleksibilite değerine oldukça yakın olduğu görülmektedir.

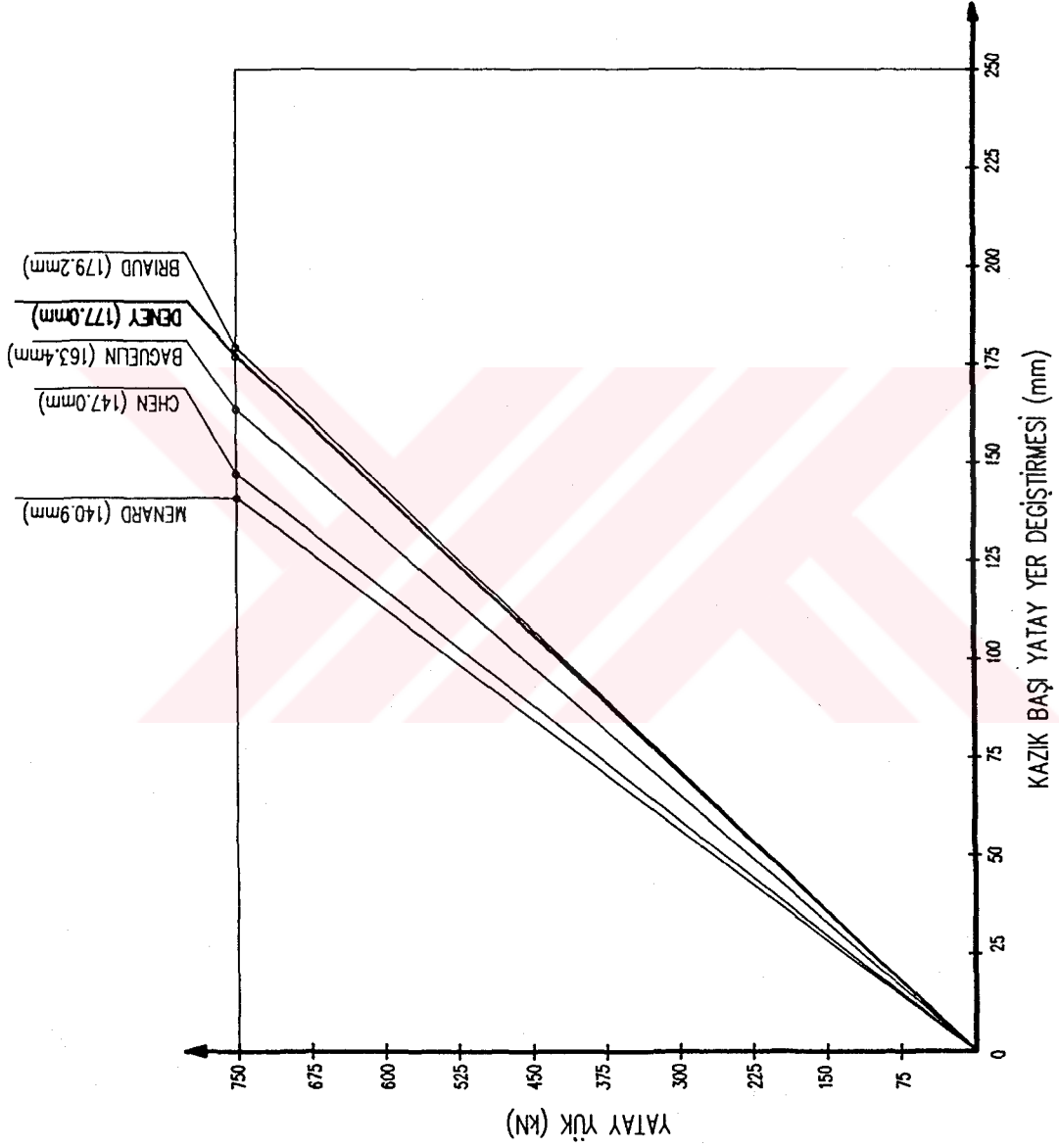
Deney sonuçlarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilite değerini verecek yatay yatak katsayısı değişimini belirlemek amacıyla yapılan tersten hesapta iterasyonla ;

$$k_h = 2.02 E_m(z)/B \quad (6.18)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Bu durumda bu bölgedeki üç tabaka boyunca yatay yatak katsayısının derinlikle değişimini veren eğriler Şekil 5.13b de gösterilmiştir.

Tablo 6.16 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No'lu Kazıklar İçin Presyometre Deneylerinden Elde Edilen Parametreler
Kullanılarak Yapılan Analizde ; Max Test Yüğü (750 kN) İçin Hesaplanan Kazık Başı Deformasyonları; En
Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÖNTEM	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNME Sİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
MENARD (1962)	140.9	10.4	7566	4	467	13
BAGUELIN (1979)	163.4	11.4	8025	5	502	14
CHEN (1979)	147.0	10.6	7616	4	460	13
BRIAUD (1984)	179.2	12.2	8447	5	529	14
DENEY (ITERASYON)	177.0	11.9	7823	5	427	14



ŞEKİL 6.17 Eminonu Kenar Ayagında 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Presyometre Deneyleri Yardımıyla Elde Edilen Cesitli Yatak Katsayısı Dağılımları Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçları İle Karşılaştırılması

6.2 Lineer-Olmayan Çözümleme Yöntemi

Presyometre deneyleri sonucunda elde edilen E_m , p_L ve p_R değerleri kullanılarak Bölüm 2.3.7 de anlatılan yöntemle belirlenen ve analiz yapılacak 4 bölgede Şekil 5.7c; Şekil 5.9c; Şekil 5.11c ve Şekil 5.13c de gösterilen p-y eğrileri ile, lineer olmayan kazık-zemin etkileşim problemleri LUSAS(1989) bilgisayar programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüştür.

LUSAS, gerilme ve alan problemlerinin çözümlenmesinde kullanılabilen çok çeşitli düzlem ve uzay çubuk, düzlem gerilme ve şekil değiştirme, ince ve kalın plak/kabuk ve üç boyutlu sonlu elemanların bulunduğu bir bilgisayar programıdır.

Bu programda, malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler gözönüne alınabilmektedir. Malzeme özellikleri bakımından izotrop, ortotrop, eksenel simetrik, genel anizotrop ve kompozit modeller kullanılabildiği gibi; elasto plastik, bi-lineer elastik ve yukarıdaki sonlu elemanların ve malzeme özelliklerinin kullanıldığı sistemler hem statik hem de dinamik yükler altında çözümlenebilmektedir

Lineer olmayan kazık-zemin etkileşiminin modellenmesinde zemin, Winkler hipotezinde olduğu gibi, birbirinden bağımsız sonlu sayıdaki düğüm noktasına konulan tekil yaylarla temsil

edilmiştir. Her düğüm noktasına karşı gelen yatak katsayısı, o düğüm noktasının temsil ettiği eşdeğer alan ile çarpılarak yay katsayıları bulunmuştur. Ayrıca, bu yayların akma kuvvetleri (F_{y1d}) de benzer şekilde her düğüm noktasının eşdeğer alanı ile akma basıncı (p_L) çarpılarak elde edilmiştir.

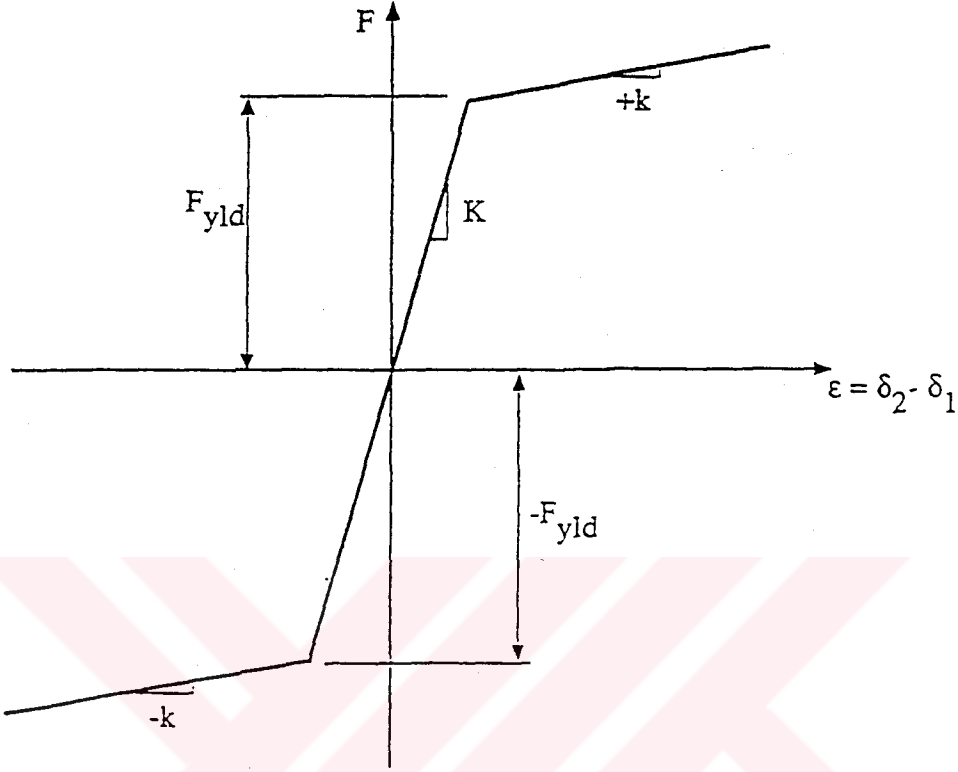
Kazıkları temsil eden lineer-elastik çubuk elemanlar LUSAS programının BEAM elemanları ile, zemini temsil eden lineer olmayan yaylar ise aynı programın JPH3 standart düğüm elemanları ile modellenmiştir.

Lineer olmayan standart düğüm elemanı JPH3'ün kuvvet-yerdeğiştirme modeli Şekil 6.18 de gösterilmiştir.

Bu modelde, çekme ve basınç kuvvetleri altında düğüm elemanı aynı rijitlik ve mukavemet özelliği göstermektedir.

Pekleşme rijitliği k , sıfır alınarak p-y eğrilerindeki elasto-plastik model elde edilmiştir. LUSAS programının düğüm elemanlarında bi-lineer plastik model bulunmadığından alt tabakalarda rastlanan bi-lineer plastik p-y eğrilerinin bi-lineer elastik olduğu varsayılmıştır. Analizlerde bu yayların lineer bölgede kaldığı, dolayısıyla başta yapılan varsayımın kazık davranışını etkilemediği görülmüştür.

Yukarıda modellenmesi anlatılan kazık-zemin yapısal sistemi kazıkbaşına etkiyen yatay statik tekil yük altında yük artımı yöntemiyle çözümlenmiştir. Her yük artımında yakınsama Newton-Raphson iterasyon yöntemiyle sağlanmıştır. Problem



Şekil 6.18 LUSAS Programındaki Lineer Olmayan Standart Düğüm Elemanının (JPH3) Kuvvet-Yerdeğiştirme Modeli

malzeme bakımından lineer olmayan bir problem olduğu için, herhangi bir iterasyonda, dengelenmemiş kuvvet vektör normunun, dış kuvvet vektör normuna oranının belli bir sayıdan küçük olması prensibi yakınsama kriteri olarak kullanılmıştır. Çözülen sistemlere ait LUSAS giriş bilgileri EK-D 'de verilmiştir. Bu analiz sonucunda yatay yükleme deneyi yapılan dört bölgede her yük adımında hesaplanan kazık başı yerdeğiştirmesi , dönmesi ile en büyük moment , kesme kuvveti ve bu moment ile kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden

itibaren derinlikleri aşağıdaki Tablolarda verilmiş olup lineer olmayan yatay yük - kazıkbaşı yatay yerdeğiştirme eğrisi de aşağıdaki Şekiller de gösterilmiştir.

6.2.1 Karaköy Yaklaşım Açıklığı

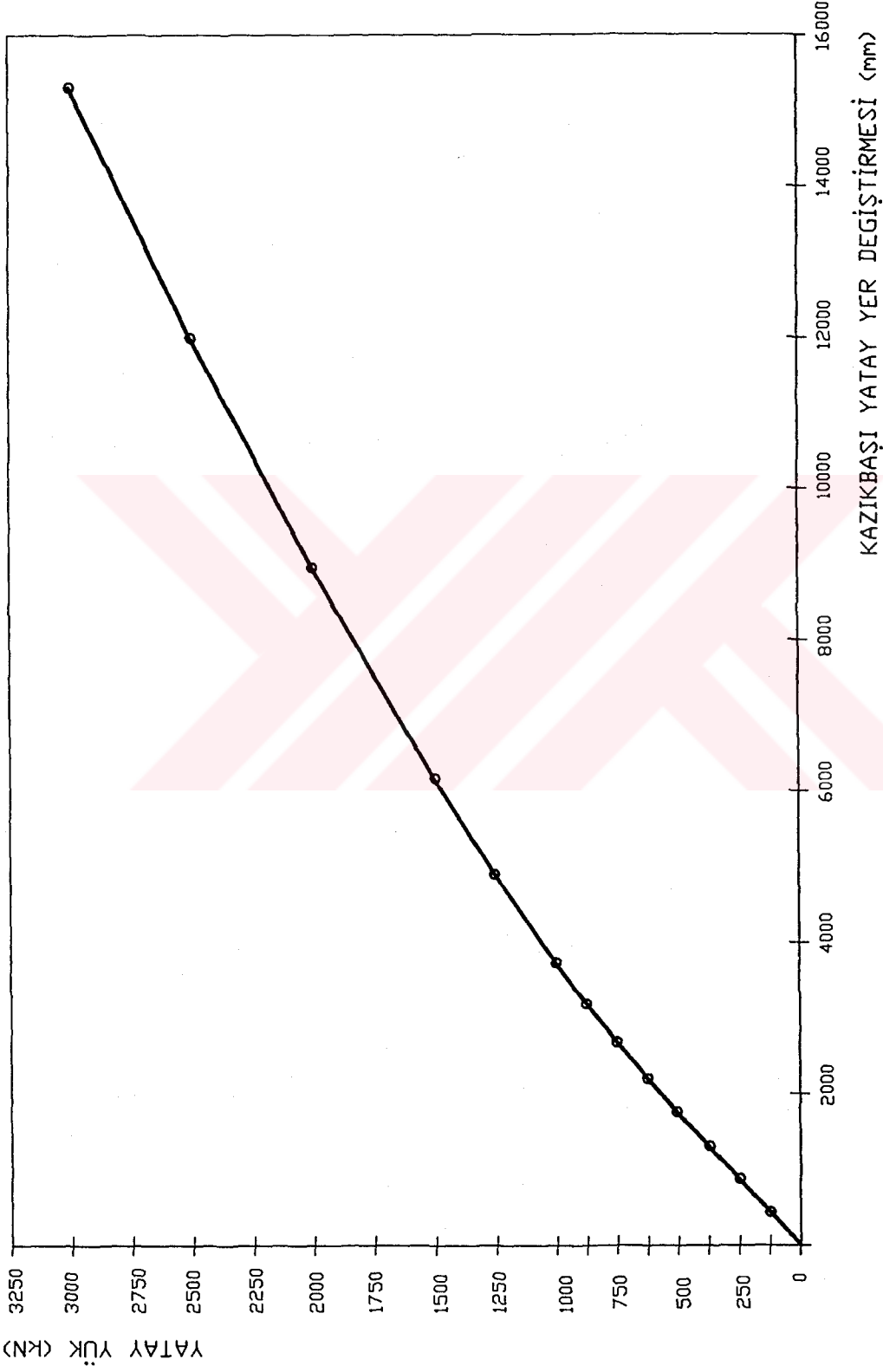
Presyometre deneyleri sonucunda elde edilen E_m , p_L ve p_R değerleri kullanılarak, Baguelin tarafından önerilen Bölüm 2.3 7'de anlatılan yöntemle her tabaka için belirlenen ve Şekil 5.7c de gösterilen p-y eğrileri ile lineer olmayan kazık zemin karşılıklı etkileşim problemi LUSAS programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüştür. Her yük adımında hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları; en büyük moment ve kesme kuvveti ile bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.17 de verilmiştir. Ayrıca analiz sonucunda elde edilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yerdeğiştirme eğriside Şekil 6.19 da gösterilmiştir.

Yapılan analiz sonuçları incelendiğinde Tablo 6.17 den de görüleceği gibi 125, 250 ve 375 kN'luk yük adımlarında lineer elastik olan sistemin, 500 kN'luk dördüncü yük adımında kazık modelinde zemin yüzeyindeki 2.düğüm noktasına konulan yayın akması sebebiyle sistemin lineer elastikliği bozulmaktadır.

Yapılan kazık yükleme deneyinde kazıkbaşına uygulanan en büyük test yükü 220 kN olduğundan kazık zemin sisteminin davranışı lineer elastik sınırlar içerisinde kalmaktadır. Dolayısıyla deney sonuçları ile ancak lineer elastik sınırlar

Tablo 6.17 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No'lu Kazıklar İçin Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÜK ADIMLARI (kN)	KAZIK BAŞI YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
125	436.1	12.74	5176.5	2	346.7	11
250	872.2	25.48	10353	2	693.4	11
375	1308.3	38.22	15529.5	2	1040.1	11
500	1746	50.98	20720	2	1387.8	11
625	2200.4	64.07	26007.2	2	1743.6	11
750	2680.3	77.65	31338.3	2	2105.2	11
875	3187.6	91.76	36669.2	2	2462.9	11
1000	3724.7	106.4	42060.4	3	2819.6	12
1250	4890.7	137.36	52976	3	3517.3	13
1500	6164.6	170.21	63944.9	4	4207	14
2000	8957.5	240.09	86270.5	4	5638	16
2500	11987.6	313.87	109078	5	7125.6	17
3000	15308.3	392.29	132308	6	8594.6	19



ŞEKİL 6.19 Karakoy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük - Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi

içerisinde kalan ilk üç yük adımının sonuçları karşılaştırılabilir.

Presyometre deneylerinin sonuçlarından Baguelin tarafından önerilen k_n dağılımı kullanılarak 220 kN'luk maksimum test yükü için Tablo 6.4 de verilen lineer elastik çözümleme değerlerinin; lineer olmayan çözümlemenin aynı yük adımıda hesaplanan değerlerle aynı olduğu görülmektedir.

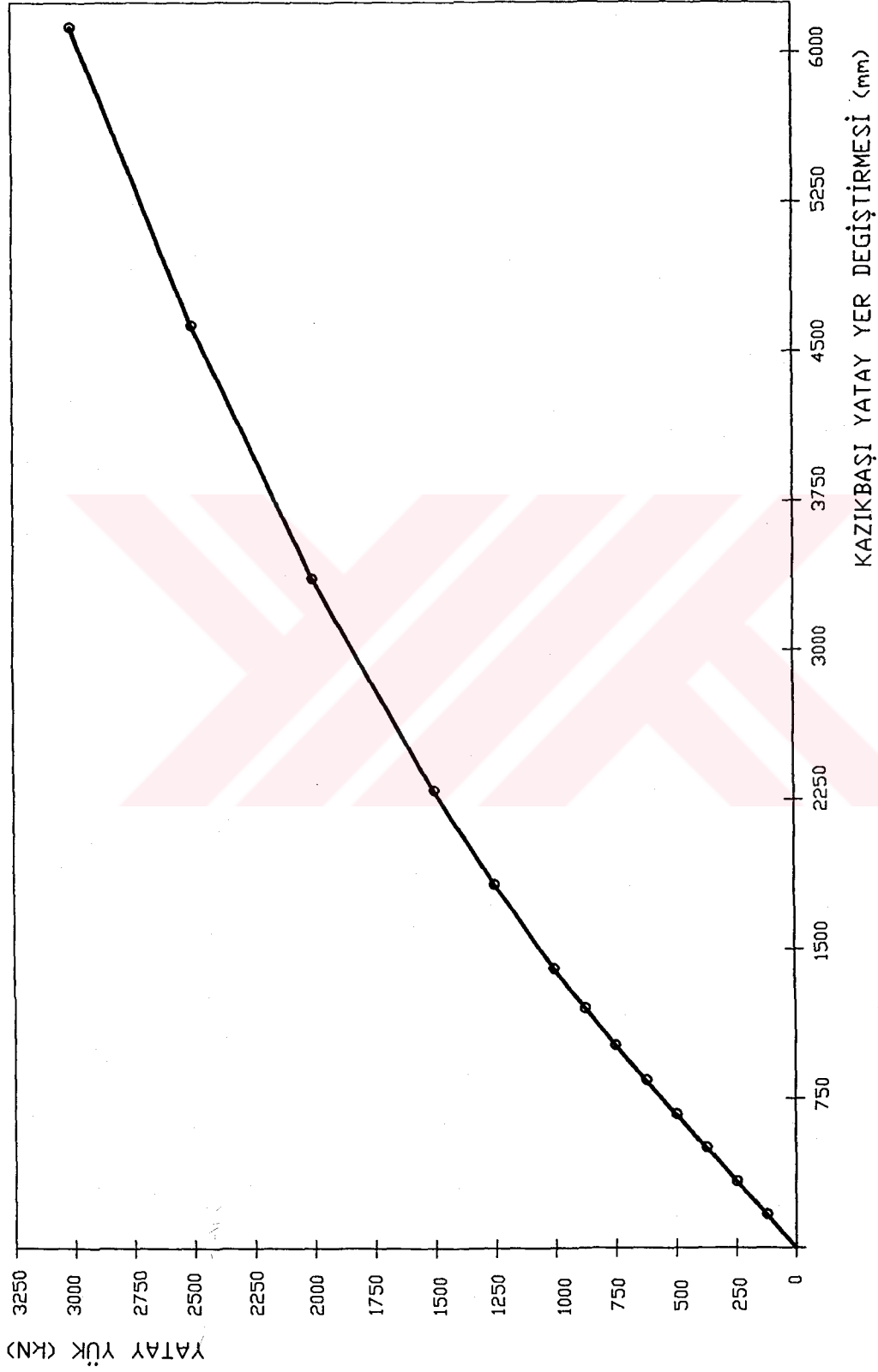
6.2.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı

Presyometreleri deneyleri sonucunda elde edilen E_n , p_L ve p_F değerleri kullanılarak, Baguelin tarafından önerilen Bölüm 2.3 7'de anlatılan yöntemle her tabaka için ayrı ayrı belirlenen ve Şekil 5.9c de gösterilen p-y eğrileri ile lineer olmayan kazık zemin karşılıklı etkileşim problemi LUSAS programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüştür. Her yük adımıda hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları; en büyük moment ve kesme kuvveti ile bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinliği Tablo 6.18 de verilmiştir. Ayrıca analiz sonucunda elde edilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yerdeğiştirme eğriside Şekil 6.20 de gösterilmiştir.

Yapılan analiz sonuçları incelendiğinde, Tablo 6.18 den de görüleceği gibi 125-625 kN'luk yük aralığında lineer elastik olan sisteminin, 750 kN'luk altıncı yük adımıda kazık modelinde zemin yüzeyindeki 2.düğüm noktasına konulan yayın akması sebebiyle lineer elastikliği bozulmaktadır.

Tablo 6.18 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No'lu Kazıklar İçin Linear Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÜK ADIMLARI (kN)	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
125	167.85	6.73	3529.6	2	248.89	9
250	335.70	13.46	7059.2	2	497.78	9
375	503.54	20.19	10588.8	2	746.67	9
500	671.39	26.92	14118.4	2	995.55	9
625	839.24	33.64	17648	2	1244.44	9
750	1015.33	40.60	21270.4	2	1498.41	10
875	1200.85	47.80	24944.9	2	1761.72	10
1000	1398.96	55.33	28630.1	2	2030.03	10
1250	1828.39	71.24	36135.40	3	2552.84	10
1500	2296.06	88.08	43748.1	3	3098.88	11
2000	3362.99	124.84	59336	4	4134.7	13
2500	4635.35	166.16	75351.4	5	5036.42	15
3000	6126.57	212.09	91735.7	6	5857.32	17



ŞEKİL 6.20 Eminonu Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük – Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi

Yapılan kazık yükleme deneyinde kazık başına uygulanan en büyük test yükü 250 kN olduğundan kazık zemin sisteminin davranışı lineer elastik sınırlar içerisinde kalmaktadır. Dolayısıyla deney sonuçları ile ancak lineer elastik sınırlar içerisinde kalan ilk beş yük adımının sonuçları karşılaştırılabilir.

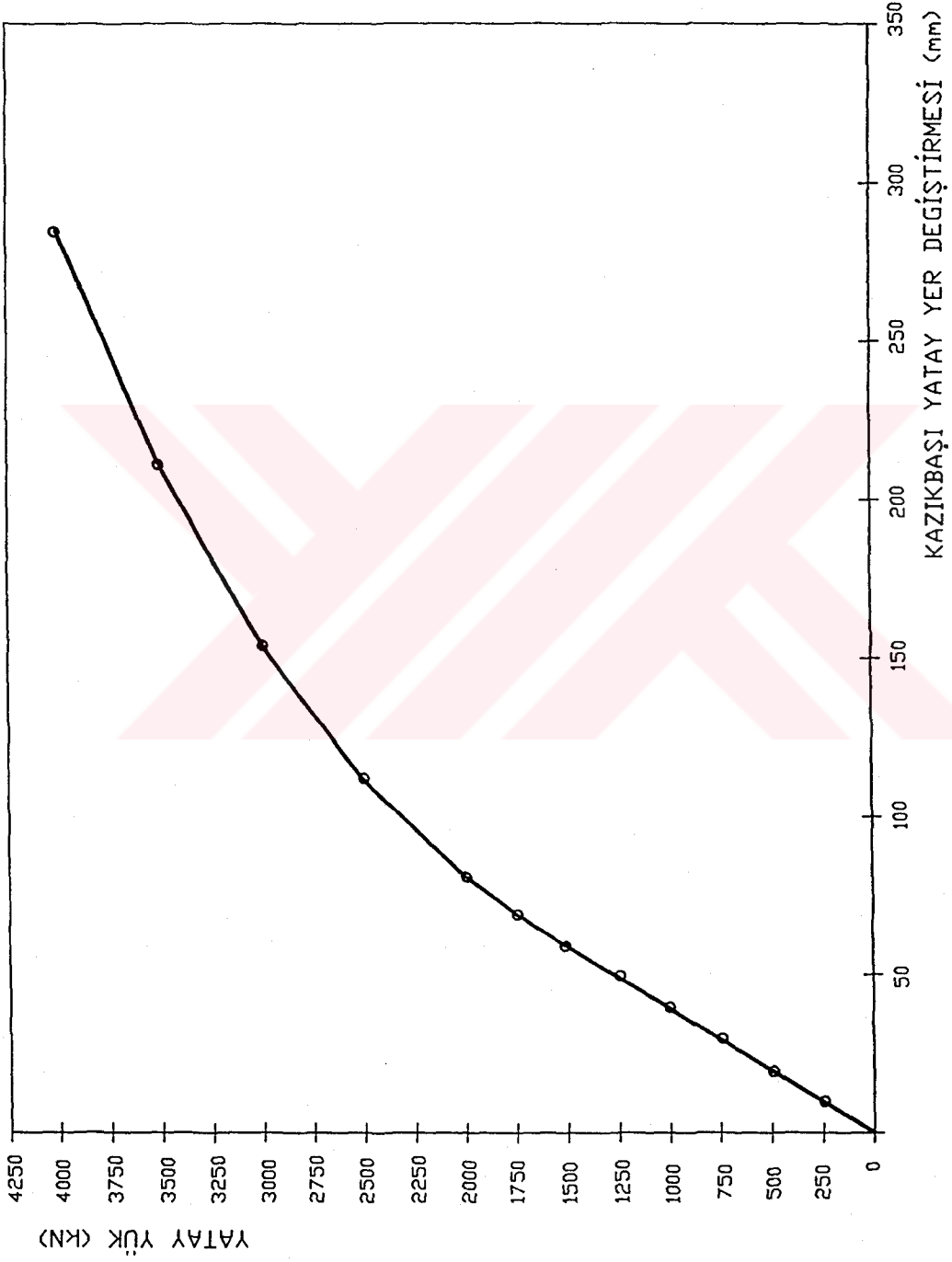
Presyometre deneylerinin sonuçlarından Baguelin tarafından önerilen k_n dağılımı kullanılarak 250 kN'luk maksimum test yükü için Tablo 6.10 da verilen lineer elastik çözümleme değerlerinin; lineer olmayan çözümlemenin aynı yük adımıda hesaplanan değerlerle aynı olduğu görülmektedir.

6.2.3 Karaköy Kenar Ayağı

Karaköy Kenar Ayağında, 0'.8 ve 0'.9 nolu kazıkların bulunduğu bölgede yapılan presyometre deneyleri sonucunda elde edilen E_m , p_L ve p_F değerleri kullanılarak, Baguelin tarafından önerilen Bölüm 2.3.7'de anlatılan yöntemle her tabaka için belirlenen ve Şekil 5.11c de gösterilen p-y eğrileri ile lineer olmayan kazık zemin karşılıklı etkileşim problemi LUSAS programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüştür. Her yük adımıda hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları; en büyük moment ve kesme kuvvetleri ile bu moment ve kesme kuvvetinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri Tablo 6.19 da verilmiştir. Ayrıca analiz sonucunda elde edilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yerdeğiştirme eğriside Şekil 6.21 de gösterilmiştir.

Tablo 6.19 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 ve 0'9 No'lu Kazıklar İçin Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri İle Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÜK ADIMLARI (kN)	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMES (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ x 10 ³ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
250	9.8	1.09	1077.36	6	87.8	13
500	19.6	2.18	2154.71	6	175.6	13
750	29.4	3.27	3232.08	6	263.4	13
1000	39.19	4.36	4309.43	6	351.2	13
1250	49.00	5.45	5386.79	6	439.02	13
1500	58.8	6.54	6464.14	6	526.83	13
1750	69.01	7.7	7583.6	6	618.08	13
2000	80.88	8.99	8850.8	6	721.48	13
2500	111.64	12.15	11900.80	6	971.04	13
3000	154.12	16.19	15614.5	7	1281.24	14
3500	210.81	21.18	19874.6	7	1634.98	15
4000	284.78	27.18	24593.8	8	2032.48	15



ŞEKİL 6.21 Karakoy Kenar Ayığı 0'8 ve 0'9 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yöntemle Bulunan Yatay Yük - Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi

Yapılan analiz sonuçları incelendiğinde Tablo 6.19 dan da görüleceği gibi 250-1500 kN'luk yük aralığında lineer elastik olan sistemin, 1750kN'luk yedinci yük adımı kazık modelinde zemin yüzeyindeki 2.düğüm noktasına konulan yayın akması sebebiyle lineer elastikliği bozulmaktadır.

Yapılan kazık yükleme deneyinde kazıkbaşına uygulanan en büyük test yükü 750 kN olduğundan kazık zemin sisteminin davranışı lineer elastik sınırlar içerisinde kalmaktadır. Dolayısıyla deney sonuçları ile ancak lineer elastik sınırlar içerisinde kalan ilk altı yük adımının sonuçları karşılaştırılabilir.

Presyometre deneylerinin sonuçlarından Baguelin tarafından önerilen k_n dağılımı kullanılarak 750 kN'luk maksimum test yükü için Tablo 6.13 de verilen lineer elastik çözümleme değerlerinin; lineer olmayan çözümlemenin aynı yük adımı hesaplanan değerlerle aynı olduğu görülmektedir.

6.2.4 Eminönü Kenar Ayağı

Presyometre deneyleri sonucunda elde edilen E_m , p_L ve p_r değerleri kullanılarak, Baguelin tarafından önerilen Bölüm 2.3 7'de anlatılan yöntemle her tabaka için belirlenen ve Şekil 5.13c de gösterilen p-y eğrileri ile lineer olmayan kazık zemin karşılıklı etkileşim problemi LUSAS programı kullanılarak yük artımı yöntemiyle çözülmüştür. Her yük adımı hesaplanan kazıkbaşı deformasyonları; en büyük moment ve kesme kuvvetleri ile bu moment ve kesme kuvvetlerinin zemin yüzeyinden itibaren derinlikleri

Tablo 6.20 de verilmiştir. Ayrıca analiz sonucunda elde edilen yatay yük-kazıkbaşı yatay yerdeğiştirme eğriside Şekil 6.22 de gösterilmiştir.

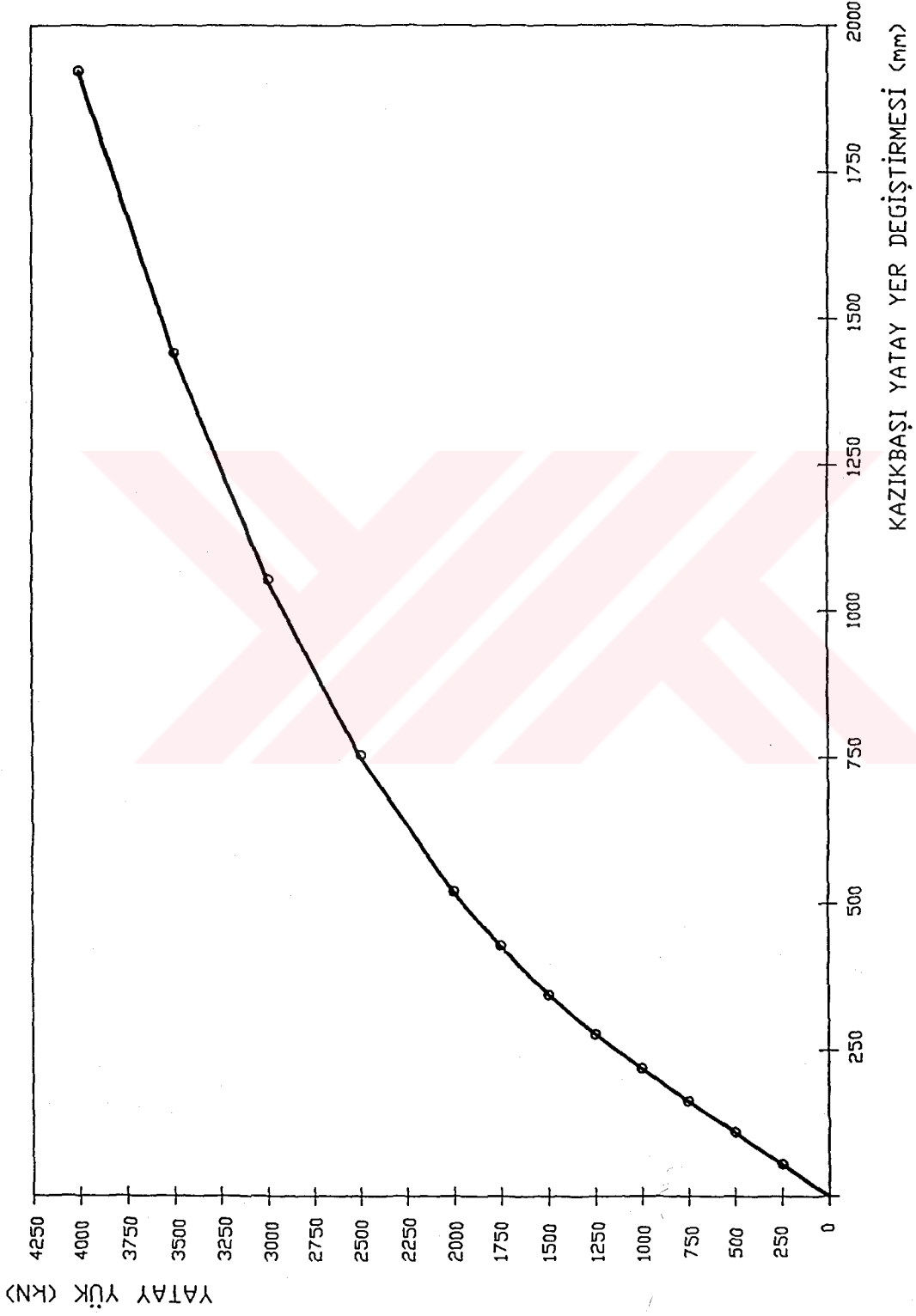
Yapılan analiz sonuçları incelendiğinde Tablo 6.20 den de görüleceği gibi 250-1000 kN'luk yük adımlarında lineer elastik olan sistemin 1250 kN'luk beşinci yük adımı kazık modelinde zemin yüzeyindeki 2.düğüm noktasına konulan yayın akması sebebiyle lineer elastikliği bozulmaktadır.

Yapılan kazık yükleme deneyinde kazıkbaşına uygulanan en büyük test yükü 750 kN olduğundan kazık zemin sisteminin davranışı lineer elastik sınırlar içerisinde kalmaktadır. Dolayısıyla deney sonuçları ile ancak lineer elastik sınırlar içerisinde kalan ilk dört yük adımının sonuçları karşılaştırılabilir.

Presyometre deneylerinin sonuçlarından Baguelin tarafından önerilen k_n dağılımı kullanılarak 750 kN'luk maksimum test yükü için Tablo 6.16 da verilen lineer elastik çözümleme değerlerinin; lineer olmayan çözümlemenin aynı yük adımı hesaplanan değerlerle aynı olduğu görülmektedir.

Tablo 6.20 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No'lu Kazıklar İçin Lineer Olmayan Çözümlemenin Her Yük Adımında Hesaplanan Kazıkbaşı Deformasyonları ; En Büyük Moment ve Kesme Kuvvetleri ile Bu Moment ve Kesme Kuvvetlerinin Yerleri

YÜK ADIMLARI (kN)	KAZIK BAŞI ER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK BAŞI DÖNMESİ $\times 10^3$ (radyan)	EN BÜYÜK MOMENT (kNm)	MAX. MOMENTİN ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)	EN BÜYÜK KESME KUVVETİ (kN)	MAX.KESME KUV. ZEMİN YÜZEYİNDEN DERİNLİĞİ (m)
250	54.4	3.81	2675	5	167.5	14
500	108.8	7.62	5350	5	334.9	14
750	163.2	11.43	8025	5	502.4	14
1000	217.8	15.24	10700	5	669.8	14
1250	275.8	19.23	13492	5	845	14
1500	343.9	23.72	16566	5	1039.2	14
1750	426.1	28.86	19910	6	1251	14
2000	519.4	34.47	23475	6	1474.3	15
2500	751.7	47.53	30998	7	1948.8	16
3000	1054.3	63.18	39092	8	2442.2	17
3500	1441.1	81.67	47705	9	2950.6	19
4000	1922.4	103.13	56849	10	3462.9	21



ŞEKİL 6.22 Eminonu Kenar Ayacı 0.8 ve 0.9 Nolu Kazıklarda Lineer Olmayan Yontemle Bulunan Yatay Yük – Kazıkbaşı Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi

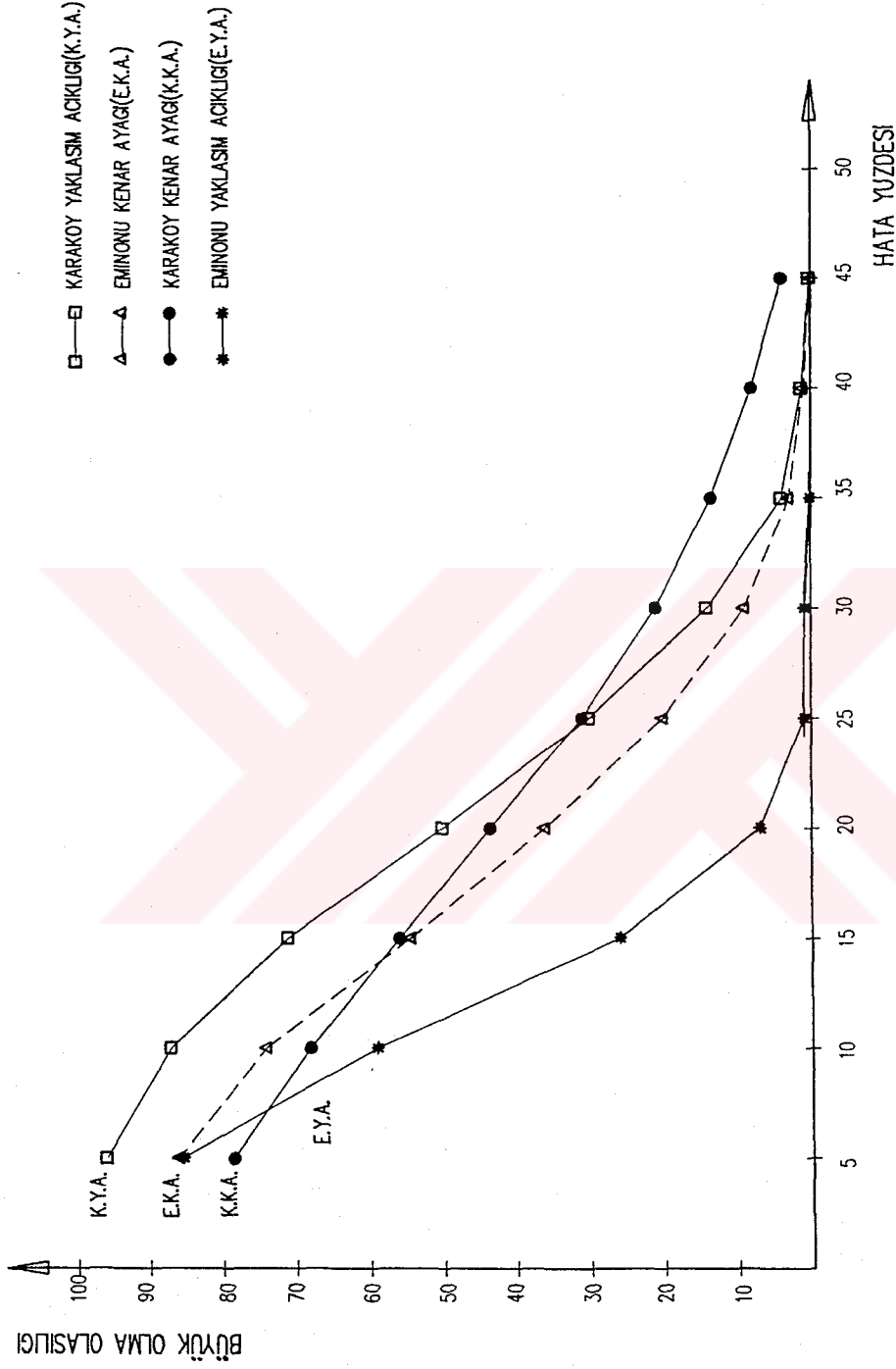
BÖLÜM 7

SONUÇLARIN İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRİLMESİ

Çeşitli yöntemler yardımıyla hesaplanan yatay yatak katsayısı değerleri kullanılarak yapılan analizler sonucunda elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata yüzdeleri hesaplanmış ve metodların güvenilirliği konusunda bir karşılaştırılma yapılmıştır.

Bu amaçla gözönüne alınan tüm yöntemlerin birbirinden bağımsız olduğu ve normal dağılıma uyduğu kabul edilmiştir. Yapılan istatistiksel analizde STATGRAPHICS bilgisayar programı kullanılmıştır.

İlk olarak, dört bölgede Yoshida & Yoshinaka tarafından zemin elastisite modülü için önerilen $E_s = 650 N$ bağıntısı ile çeşitli yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayısı değişimi kullanılarak elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin, deney sonuçlarına göre hata olasılıkları karşılaştırılmıştır. Şekil 7.1 den de görüleceği gibi, deney sonuçlarına göre %20, kabul edilebilir bir hata kriteri olarak gözönüne alındığında bu bağıntının Karaköy Yaklaşım Açıklığı, Eminönü Yaklaşım Açıklığı, Karaköy Kenar Ayağı ve Eminönü Kenar Ayağın'daki kazıklarda kullanılması halinde elde edilecek sonuçların %20

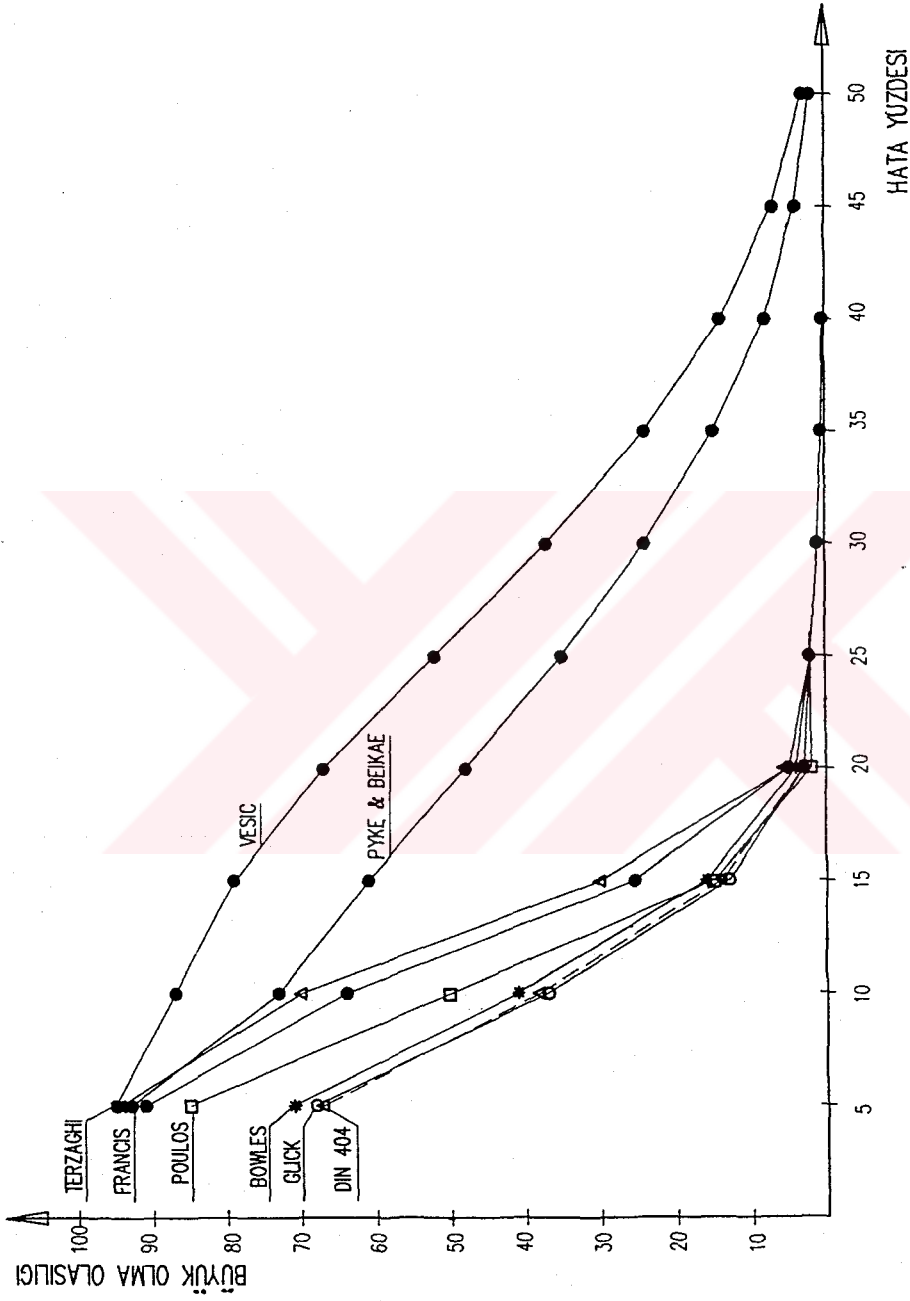


ŞEKİL 7.1 Dört Bölgede $E_s=650$ N Bağlantısı İle Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatık Katsayısı Değişimi Kullanılarak Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması

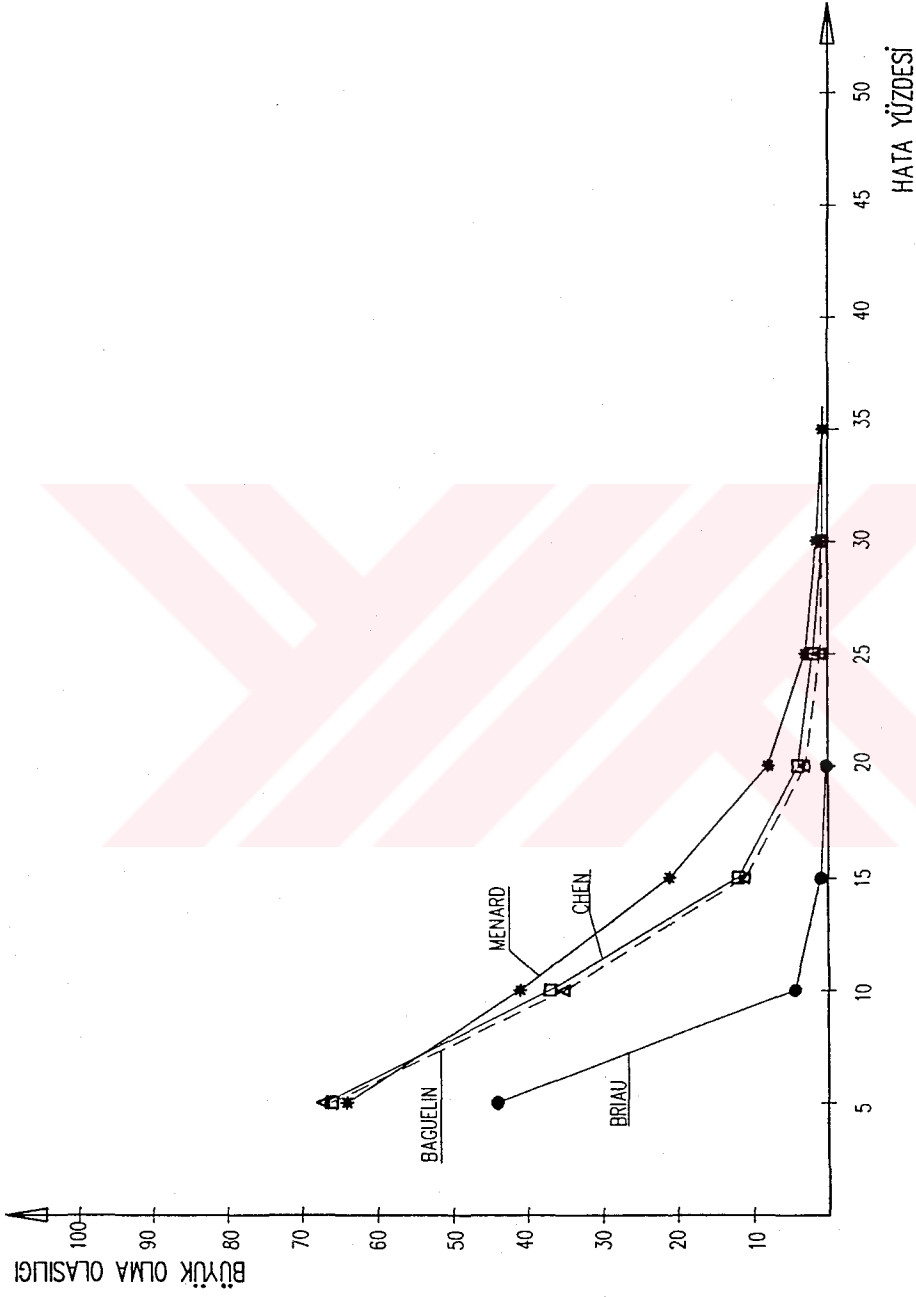
hatadan büyük olma olasılığı sırasıyla %50, %7, %43 ve %36 olmaktadır. Buradan bu bağıntısının tamamen kil içerisinde kalan Karaköy Yaklaşım Açıklığında kullanılmasının uygun olmadığı ve hata riskinin fazla olduğu anlaşılmaktadır. Kenar ayaklarda, Eminönü Yaklaşım Açıklığı'na nazaran daha büyük hata olasılığının çıkması, bu bölgeler de üst kısımda yer alan dolgu tabakasının mevcudiyetinden kaynaklanmaktadır.

Zemin elastisite modülünden, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımı ile hesaplanan yatay yatak katsayıları kullanılarak elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata olasılıklarının karşılaştırılması Şekil 7.2 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Glick, DIN 4014, Bowles ve Poulos tarafından önerilen yöntemlerle elde edilen değerler birbirlerine oldukça yakın ve %20 hatadan büyük olma olasılığı ise %2-4 arasındadır. Francis ve Terzaghi tarafından önerilen bağıntılar nispeten iyi sonuçlar vermesine rağmen, yüzeysel temeller için önerilen Vesic denklemi ile zemini çok rijit kabul eden Pyke & Beikae denkleminin kullanılması uygun değildir.

Yine dört bölgede presyometre deneylerinden çeşitli yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayılarından elde edilen kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata olasılıkları karşılaştırılmış ve şekil 7.3 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Briaud tarafından önerilen yöntem en iyi sonuçları vermiş olup, hata olasılığı oldukça küçüktür. Baguelin ve Chen tarafından önerilen



ŞEKİL 7.2 Dört Bölgede Zemin Elastisite Modülünden Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatak Katsayılarından Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması

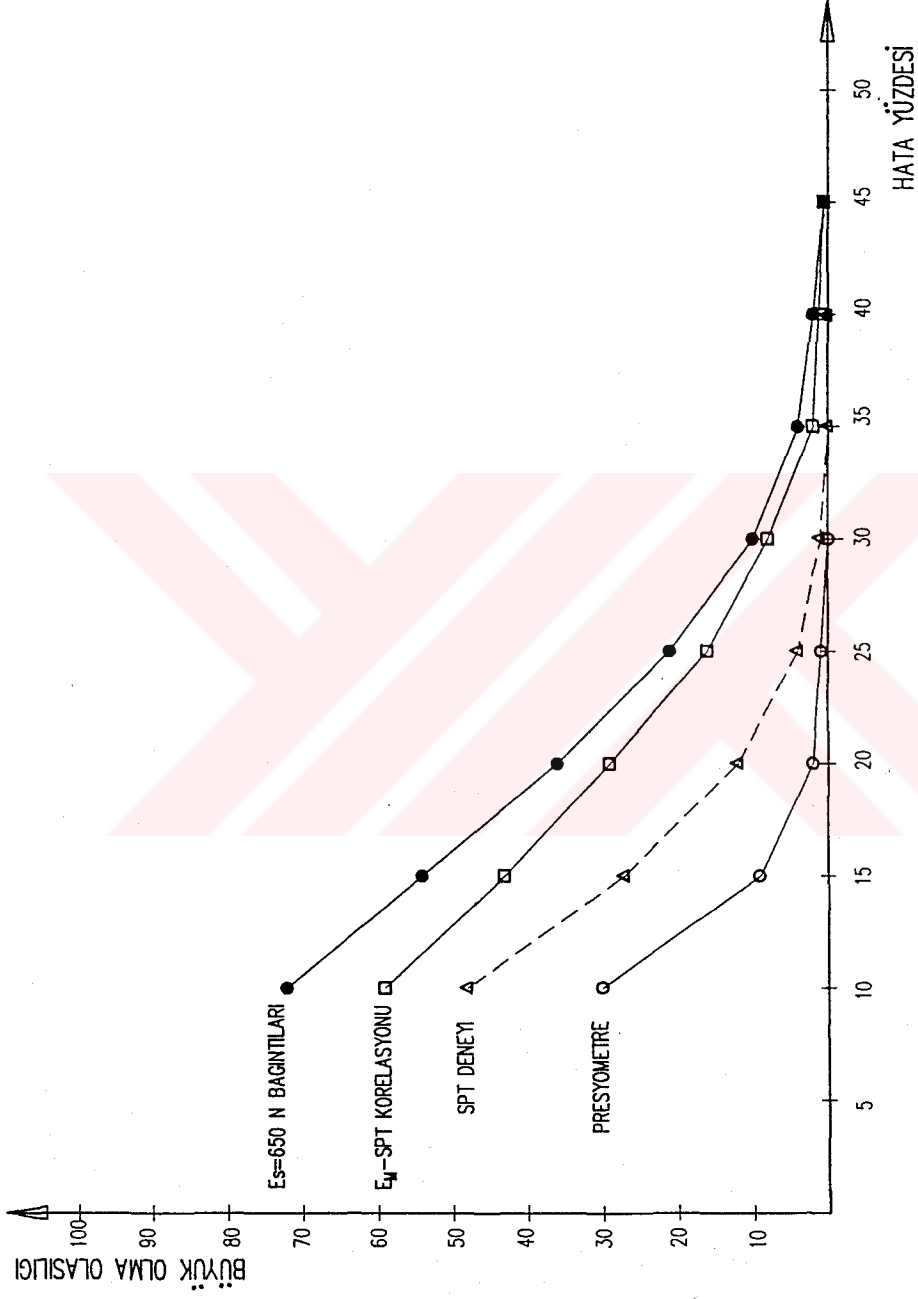


ŞEKİL 7.3 Dört Bölgede Presyometre Deneylerinden Çeşitli Yöntemlerle Hesaplanan Yatay Yatak Katsayılarından Elde Edilen Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması

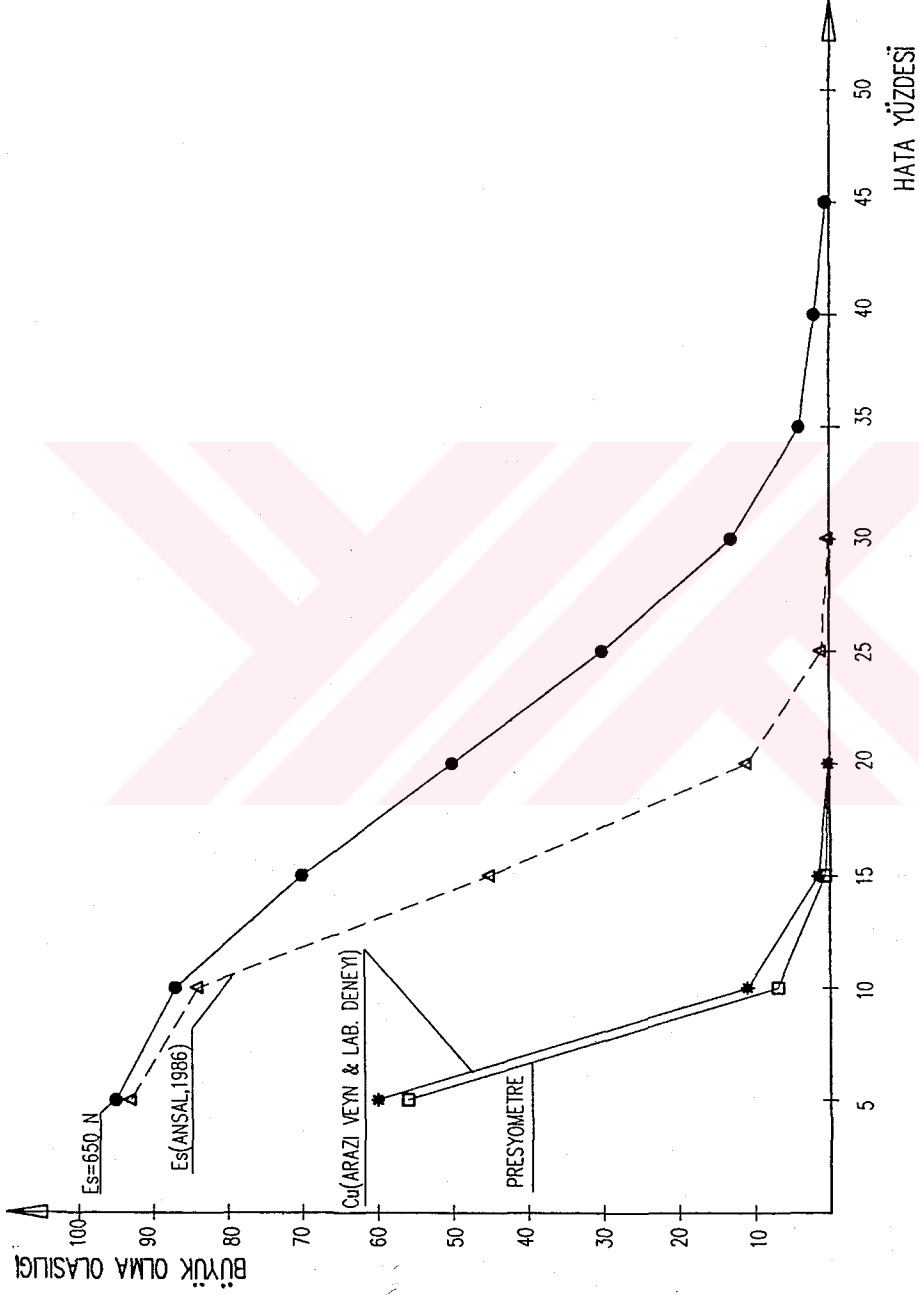
bağıntılar ile elde edilen değerlerin hata olasılıkları ise birbirine oldukça yakındır. Briaud ve Baguelin, kazıkların zemine girdiği kısımda yatay yatak katsayısındaki azalmayı gözönüne aldıklarından daha gerçekçi sonuçlar verdiği söylenebilir. Dolayısıyla presyometre deneylerinden Briaud ve Baguelin tarafından önerilen yöntemlerle yatay yatak katsayılarının hesaplanması daha uygun olacaktır.

Dört bölgede, SPT deneylerinden çeşitli korelasyonlarla elde edilen E_s değerleri ile presyometre deneylerinden elde edilen parametreler kullanılarak hesaplanan kazıkbaşı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata olasılıkları karşılaştırıldığı da ; Şekil 7.4 den de görüleceği gibi presyometre deneylerinden elde edilen sonuçların hata riskleri çok az olmaktadır. Dolayısıyla zeminin mukavemet ve şekil değiştirme özelliklerini arazide doğrudan ölçmeye yönelik bir deney olan presyometre deneyleri, yatay yatak katsayısının belirlenmesinde kullanılacak en iyi yöntemlerden biridir.

Tamamen kil tabakası içerisinde yer alan Karaköy Yaklaşım Açıklığındaki kazıklarda, çeşitli yöntemlerle elde edilen yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin deney sonuçlarına göre hata olasılıkları Şekil 7.5 de gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi bu yöntemler içerisinde presyometre deneylerinden elde edilen parametreler ile arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen drenajsız kayma mukavemeti c_u değerleri yardımıyla çeşitli yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayıları kullanılarak yapılan



ŞEKİL 7.4 Dört Bölgede SPT ve Presyometre Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Parametreler Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması



ŞEKİL 7.5 Karaköy Yaklaşım Açıklığında Çeşitli Deneylerden Elde Edilen Yatay Yatak Katsayısı Değişimleri Kullanılarak Hesaplanan Kazıkbaşı Yatay Fleksibilitelerinin Deney Sonuçlarına Göre Hata Olasılıklarının Karşılaştırılması

analizler sonucunda elde edilen değerlerin hata riskleri oldukça düşük olmaktadır. Buna karşılık SPT deneylerinden elde edilen yatay yatak katsayıları kullanılması halinde oldukça yüksek hata olasılıkları bulunmaktadır. Dolayısıyla kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti cu değerleri ile presyometre deneylerinden elde edilen parametreler kullanılarak yatay yatak katsayılarının elde edilmesi uygun olacaktır.



BÖLÜM 8

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yatay yatak katsayısını belirlemenin en kolay yollarından bir tanesi, zeminin bilinen veya kolayca elde edilebilen özelliklerine bağlı olarak verilen ampirik veya yarı ampirik bağıntılar kullanmaktır.

Yapılan araştırmalar, yatay yatak katsayısının, esas olarak, zeminin şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerine bağlı olduğunu göstermekle birlikte; kazık inşaa yöntemi, kazık yer değiştirmesinin büyüklüğü, efektif düşey gerilme, zeminin rölatif sıkılığı ve kıvamı ile kazık boyutları ve eğilme rijitliği gibi çeşitli özelliklerden de etkilendiğini göstermiştir.

Bu çalışmada , Yeni Galata Köprüsü projesi kapsamında , bu bölgede yapılan çeşitli arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen zemin parametreleri kullanılarak , çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle yatay yatak katsayılarının derinlikle değişimleri hesaplanmıştır. Bu değerler yardımıyla yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar, bu bölgede yapılan yatay yükleme deneyi sonuçları ile karşılaştırılmış ve yapılan istatistiksel değerlendirmeler ışığında aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

(1) Bölüm 3.4'de çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen tablolardan, elde edilecek yatay yatak katsayıları çok geniş bir aralıkta değişebileceğinden, mertebe kontrolü veya yeterli zemin etüdü bulunmadığı durumlarda ön hesap için kullanılmalıdır.

(2) Yatay yatak katsayısının elastisite modülünden yararlanılarak bulunmasında kullanılan E_s değerleri, Bölüm 3.1'de verilen bağıntılarla, SPT, CPT, konsolidasyon, üç eksenli basınç deneyi gibi arazi ve laboratuvar deneylerinden, ancak dolaylı olarak elde edilebilmektedir.

Kohezyonlu zeminler içerisinde yer alan kazıkların analizinde, SPT deneylerinden, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar yardımıyla hesaplanan zemin elastisite modülünün, yatay yatak katsayısının hesabında kullanılması halinde, elde edilen sonuçların deney sonuçlarına göre sapma yüzdelerinin çok fazla olduğu görülmektedir. Dolayısıyla, kohezyonlu zeminlerde, SPT deneylerinden, zemin elastisite modülünün elde edilmesinde kullanılan bağıntılar iyi sonuçlar vermediğinden, kullanılımasının uygun olmadığı sonucuna varılmıştır.

Daneli, kohezyonsuz zeminlerde ise SPT darbe sayılarına bağlı olarak bulunan zemin elastisite modülü E_s değerlerinden çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayısı değişimleri kullanılarak yapılan analizlerden elde edilen sonuçların genelde iyi olduğu ve bu yöntemler içerisinde Glick, DIN 4014, Bowles ve Poulos tarafından önerilen yöntemlerle elde edilen değerlerin

birbirlerine oldukça yakın ve deney sonuçları ile uyum içinde olduğu görülmüştür.

Ayrıca , zemin elastisite modülünden yatay yatak katsayısı elde edilmesi amacıyla önerilen yöntemler içerisinde, zemini fleksibl kabul eden ve diğer yöntemlere göre daha küçük yatak katsayısı değerleri veren Vesic denklemi ile zemini daha rijit kabul edip daha büyük yatay yatak katsayısı değerleri veren Pyke & Beikae denkleminin iyi sonuçlar vermediğinden dolayı kullanılması uygun görülmemektedir.

Kazık boyutlarının ve/veya eğilme rijitliklerinin önceden kestirilemediği durumlarda, yalnızca zemin özelliklerine bağlı olarak verilen ve deney sonuçlarıyla da uyum içinde olan Francis bağıntısının kullanılması tavsiye edilir.

Yapılan analizler sonucunda, bu tür kohezyonsuz daneli zeminlerde yatay yatak katsayısı ile zemin elastisite modülü arasında aşağıdaki;

$$k_h = (0.86 - 1.30) E_s / B \quad (8.1)$$

bağıntısının kullanılmasının uygun olacağı görülmüştür.

(3) Kohezyonlu zeminlerde ise, yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen drenajsız kayma mukavemeti c_u değerleri yardımıyla çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemlerle hesaplanan yatay yatak katsayıları kullanılarak yapılan analizlerden elde edilen değerlerin, deney sonuçlarına yakın değerler verdiği, bu

yöntemler içerisinde Robinson tarafından önerilen bağıntı ile elde edilen değerlerin deney sonuçlarına çok daha yakın olduğu ve bu tür zeminlerde bu bağıntının kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Yapılan analizler sonucunda,kohezyonlu zeminlerde yatay yatak katsayısı ile drenajsız kayma mukavemeti c_u arasında aşağıdaki;

$$k_h = (105-120) c_u / B \quad (8.2)$$

bağıntısının kullanılması halinde çok daha iyi sonuçlar elde edileceği görülmüştür.

(4) Presyometre deneyi , zeminin mukavemet ve şekil değiştirme özelliklerini arazide doğrudan ölçmeye yönelik bir deney olduğundan; yatay yatak katsayısının bu deneyin sonuçlarından elde edilen parametrelere bağlı olarak belirlenmesi amacıyla, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen tüm yöntemlerden hesaplanan kazık başı yatay fleksibilitelerinin ,deney sonuçlarıyla her türlü zemin koşulları altında uyum içinde olduğu ve çok iyi sonuçlar verdiği görülmüştür.

Ancak kazıkların zemine girdiği kısımda kritik derinlik boyunca yatay yatak katsayısındaki azaltmayı göz önüne alan Baguelin ve Briaud tarafından önerilen yöntemlerin diğer yöntemlere göre biraz daha iyi sonuç verdiği söylenebilir.

Yatay yatak katsayısındaki azaltma gözönüne alınmadan,

preyometre modülü E_m ile yatay yatak katsayısı arasında aşağıda verilen;

$$k_h = (2.0-3.5) E_m / B \quad (8.3)$$

bağıntısı kullanılabilir . Bu bağıntıdaki küçük katsayıların kohezyonlu zeminlerde, daha büyük katsayıların ise daneli zeminlerde kullanılmasının daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür.

(5) Yatay yükler altındaki kazıkların davranışlarının analizinde, kazıkların zemine girdiği kısımdaki zemin özelliklerinin sonuçlar üzerindeki etkisi çok fazla olmaktadır. Bu derinlik zemin cinsine bağlı olarak kazık çapının iki ile beş katı arasında değişmekte olup, bu derinliğin altındaki kısımlarda zemin özelliklerindeki değişimin sonuçlar üzerindeki etkisinin çok az olduğu görülmüştür. Bu nedenle yatay yükler altındaki kazık problemleri ile karşılaşıldığı durumlarda, özellikle kazıkların zemine girdiği kısımdaki zeminin çok iyi etüd edilip zemin parametrelerinin doğru bir şekilde tayin edilmesi gerekmektedir.

(6) Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yöntemler kullanılarak yapılan analizlerde kazıkta oluşan en büyük momentlerin, kazık başı yatay yerdeğiştirmeleri ile en büyük kesme kuvvetlerine nazaran yatay yatak katsayısındaki değişimlerden çok daha az etkilendiği görülmektedir.

Zeminin rijitliğinin artması yani yatay yatak katsayısı değerlerinin büyümesi halinde, zemin reaksiyonları artmakta ve dolayısıyla kazıkta oluşan kesme kuvveti değerleride artmaktadır . En büyük kesme kuvvetinin yeride daha üst kısımlara doğru kaymaktadır . Buna karşılık , kazıktaki en büyük eğilme momenti değerlerinin azaldığı ve en büyük momentin yerinin daha yukarılara doğru kaydığı görülmektedir.

Ayrıca yapılan analizler sonucunda , serbest boyu kısa olan kazıklarda (Karaköy Kenar Ayağı ve Eminönü Kenar Ayağındaki kazıklarda) hesaplanan kesme kuvveti değerlerinin , kazıkbaşına etki ettirilip aktarılan kesme kuvvetinden küçük olması sebebiyle , yatay yatak katsayısındaki değişimden , serbest boyu uzun olan kazıklara (Karaköy Yaklaşım Açıklığı ve Eminönü Yaklaşım Açıklığındaki kazıklara) nazaran daha az etkilendiği görülmektedir.

Eğilme momenti açısından ise bu durumun tamamen tersi olmaktadır. Bunun sebebi de , yatay yatak katsayısındaki değişimden dolayı , kazığın zemine ankastre olduğu noktanın zemin yüzeyinden itibaren yerindeki değişim, serbest boyu kısa olan kazıklarda, serbest boyu uzun olan kazıklara nazaran moment oluşturmada açısından rölatif olarak daha etkili olmasından kaynaklanmaktadır.

(7) Yatay yükler etkisindeki kazıkların davranışının belirlenmesinde lineer olmayan yatak katsayısı yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Zeminin lineer olmayan davranışını temsil eden p-y eğrilerinin belirlenmesi için

geliştirilen yöntemler oldukça ampiriktir. Presyometre deneyi, p - y eğrilerinin doğrudan bulunmasında kullanılabilecek en iyi yöntemlerden biridir.

Yapılan yükleme deneylerinde, uygulanan test yüklerinde kazık-zemin sistemi lineer-elastik sınırlar içerisinde kaldığından , deney sonuçlarıyla lineer olmayan yöntemlerle elde edilen analiz sonuçlarının karşılaştırılması ancak lineer elastik sınırlar içerisinde kalmak şartıyla mümkün olabilmektedir.

Yapılan analizlerde , kazık başına uygulanan yüklerin arttırılması halinde, kazıkların zemine girdiği noktadan itibaren en üstten başlayarak aşağıya doğru zemini temsil eden yaylarda akma meydana gelmekte ve kazık-zemin sistemi lineer olmayan bir davranış göstermektedir. Bu durumda kazık başı yerdeğiştirmesi ve dönmesi ile kazıkta oluşan en büyük moment ve kesme kuvvetlerinde büyük bir artış olmaktadır. Bu moment ve kesme kuvvetlerinin yerlerininde zemin yüzeyinden itibaren aşağıya doğru kaydığı görülmektedir.

KAYNAKLAR

AKÖZ, Y., SAĞLAMER, A., ÖNTUNA, K.A., (1981), "A New Approach to the Analysis of Laterally Loaded Piles", Soil Mechanics and Foundation Engineering Tenth International Conference, Rotterdam.

AKÖZ, Y., SAĞLAMER, A., ÖNTUNA, K.A., (1981), "Yatay Yüklü Kazıkların incelenmesinde Yeni Bir Yöntem", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Birinci Ulusal Kongresi, sf. 103-113.

ANSAL, M.A., (1986), "Final Geotechnical Report for Silty Clay Layer Located in the Soil Profile Along the Axis of the New Galata Bridge", İ.T.Ü, C.Faculty, İstanbul.

ALIZADEH, M., (1968), "Lateral Load Tests on Instrumented Timber Piles", Performance of Deep Foundations, ASTM, STP 444, pp. 379-394.

ALIZADEH, M. and DAVISSON, M.T., (1970), "Lateral Load Tests on Piles-Arkansas River Project", J. Soil Mech. and Found. Engrg., ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1583-1604.

ANG, A.H.S and TANG, W.H., (1975), "Probability Concepts In Engineering Planning and Design", John Wiley & Sons, Inc. New York.

API RP2A, (1989), "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", 18th ed., American Petroleum Institute, Washington DC.

AUDIBERT, J.M.E. and NYMAN, K.J., (1977), "Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes", A.S.C.E., Proceedings of the Geotechnical Engineering Division Vol.103, GT10, pp.1179-1199.

ASSHTO., (1989), "Standard Specifications for Highway Bridges", Fourteenth Edition, The American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. Washington, D.C.

BAGUELIN, F., FRANK, R., and SAID, Y., (1977), "Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles", Geotechnique, Vol. 27, No.3, September, pp. 405-434.

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., and SHIELDS, D.H., (1978) The Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans Tech Publications, Clausthal.

BANERJEE, P.K. and DAVIERS, T.G., (1978), "The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Piles Embedded in Nonhomogeneous Soils", *Geotechnique* 28, No.3, pp.309-326.

BHUSHAN, K., HALEY, S.C., and FONG, P., (1979), "Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol.105, No.GT8, pp. 969-985.

BOWLES, J.E., (1974), *Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering*, Mc Graw-Hill Book Co.

BOWLES, J.E., (1989), "Foundation Analysis and Design," Mc Graw-Hill Book Co.

BRIAUD, J.L., SMITH, T., and MEYER, B., (1982), "Design of Laterally Loaded Piles Using Pressuremeter Test Results", *Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications*, Editions Technip, Paris, April.

BRIAUD, J.L., SMITH, T., and MEYER, B., (1984), "Laterally Loaded Piles and the Pressuremeter : Comparison of Existing Methods," *Laterally Loaded Deep Foundations : Analysis and Performance*, ASTM STP 835, pp. 97-111.

BROMS, B.B., (1964a), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," *JSMFED, ASCE*, Vol.90, SM2, pp. 27-63.

BROMS, B.B., (1964b), "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils," *JSMFED, ASCE*, SM3, pp.123-156

BROMS, B.B., (1965), "Design of Laterally Loaded Piles" *Proc. of ASCE, JSMFED*, Vol.91, SM3, May, pp. 79-99.

BROMS, B.B., (1972), "Stability of Flexible Structures (Piles and Pile Groups)", *General Report, Proc. of the European Conference, Madrid*, Vol.2, pp. 239-269.

CHEN, W.W., (1978), "Discussion: Laterally Loaded Piles Program Documentation", *JGED, ASCE*, GT1, pp.161-162

COX, W.R., REESE, L.C., GROUPS, B.R., (1974), "Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand", *6th Offshore Technology Conference, Houston*, OTC 2079, Vol.2, pp. 459-472.

ÇAKIROĞLU, A., (1974), "Hiperstatik Sistemlerin Hesap Metodları", *i.T.Ü. Yayınları*

DAVIS, E.H., POULOS, H.G., (1986), "The use of Elastic Theory for Settlement Prediction Under Three-Dimensional Conditions", *Geotechnique*, Vol.18, pp. 67-91.

DAVIES, T.G. and BUDHU, M.,(1986),"Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily in Overconsolidated Clays", Geotechnique, 36(4), pp. 527-538.

DAVISSON, M.T., GILL, H.I.,(1963),"Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System", Proc. of ASCE, Journal of Soil Mech. and Found. Eng.Div., Vol.89, Sm 5 May, pp. 63-93.

DAVISSON, M.T. and ROBINSON, K.E,(1965),"Bending and Buckling of Partially Embedded Piles", Proc. of the 6th International Conference, ISSMFE, Montreal, Vol.2, pp. 243-246.

DAVISSON, M.T. and SALLEY, J.R.,(1970),"Model Study of Laterally Loaded Piles", J.Soil Mech.Fdns Div.Am.Soc. Civ.Engrs.SM5,pp.1605-1627.

DAVISSON, M.T.,(1970), "Lateral Load Capacity of Piles", High. Res. Rec. No.333, pp. 104-112.

DESAI, C.S., KUPPUSAMY, T.,(1980),"Aplication of a Numerical Procedure for Laterally Loaded Structures", Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, pp.93-99.

DIN 4014: Part 2,(1977) "Large Bored Piles : Manufacture, Design and Permissible Loading,"

DİNÇER, E. ve SAĞLAMER, A.,(1987),"Model Kazıklarda Yapılan Yatay Yükleme Deneyleri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği ikinci Ulusal Kongresi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

DİNÇER, E.,(1986),"Yatay Yük Etkisindeki Model Kazıkların Davranışı", Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, pp.102.

DRUERY, B.M. and FERGUSON, R.A.,(1969),"An Experimental Investigation of the Behaviour of Laterally Loaded Piles", BE Thesis, University of Sydney.

DUNNAVANT, T.W.and O'NEILL, M.W.,(1989),"Experimental p-y Model For Summerged Stiff Clay",Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No.1, pp.95-114.

EAU.,(1990),Recommendations of the Committee for Waterfront Structures,Harbour and Waterways.

FRANCIS, A.J.,(1964),"Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance", JSMFD, ASCE, Vol.90, SM3, pp. 1-32.

GEORGIADIS, M. and BUTTERFIELD, R., (1982), "Laterally Loaded Pile Behavior", Journal of the Geotechnical Engineering Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No. GT.1, pp.155-156.

GLESER, S.M., (1953), "Lateral Load tests on Vertical Fixed-head and Free-head Piles", Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Spec. Techn. Publ. No. 154 pp. 75-93.

GLESER, S.M., (1984), "Generalized Behaviour of Laterally Loaded Vertical Piles", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP.835, pp.72-96.

GLICK, G.W., (1948), "Influence of Soft Ground in the Design of Long Piles", 2nd. ICSMFE, Vol.4, pp.84-88.

HABIBAGAH, K. and LANGER, J.A., (1984), "Horizontal Subgrade Modulus of Granular Soils", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance ASTM, STP, 835, pp.23-34.

HAIN, S.J., LEE, I.K., (1974). "Rational Analysis of Raft Foundation", Proc. of ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Div., Vol.100. GT7, pp. 843-860.

HANSEN, B.J., (1948). "The Stabilizing Effect of Piles in Clay", C.N. Post. Christiani and Nielsen Copenhagen.

HETENYI, M., (1946), "Beams on Elastic Foundation", Univ. Michigan Press, Ann Arbor, Mich. 255pp.

HOER, K., (1976). "Foundation Engineering for Fixed Offshore Structures", Behaviour of Offshore Structures, BOSS 76, NGI, Vol.1, pp. 39-69.

İDİLGİL, C., (1992), "Compute Aided Analysis of Laterally Loaded Piles", Boğaziçi Üniversitesi Master Tezi.

İDİLGİL, C., DURGUNOĞLU, T., (1992), "Killerde Yatay Yüklü Kazık Analizi için p-y Eğrileri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, İ.T.Ü, İstanbul.

JOHNSON, M.S. and KAVANAGH, C.T., (1968), The Design of Foundations for Buildings, Mc Graw-Hill, New York,

JOHNSON, L.D., BRIAUD, J.L. and STROMAN, W.R., (1984), "Laterally Load Test on Aged Drilled Shaft", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, pp. 172-181.

KIN, A.S.,(1991) "Yeni Galata Köprüsü Statik Yükleme Deneyleri," STFA Yeni Galata Köprüsü Seminerleri Notları,

KULAÇ, F., DURGUNOĞLU, H.T.,(1990),"Yatay Yüklü Kazık Analiz Yöntemlerinin Karşılaştırılması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

LONG, J.H. and REESE, L.C.,(1984),"Testing and Analysis of Two Offshore Drilled Shafts Subjected to Lateral loads", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance ASTM, SPT 835, pp. 214-228.

LUSAS (1989),"Finite Element Analysis System, Version 9, User Manual", Finite Element Analysis Ltd.,

MATLOCK, H., RIPPERGER, E.A.,(1957),"Theoretical Analysis and Laboratory Studies of Laterally Loaded Model Pile Segments", A Report to Shell Oil Company, Austin, Texas.

MATLOCK, H., RIPPERGER, E.A.,(1957),"Recommendations Pertaining to the Design of Laterally Loaded Piles", A Report to Shell Oil Company, Austin, Texas.

MATLOCK, H. and REESE, L.C.,(1960),"Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles", JSMFED, ASCE, Vol.86, SM5, pp.63-91

MATLOCK, H.,(1956),"Discussion on Paper by B.Mc Clelland & J.A.Focht", Transactions of ASCE,Vol.121, pp.1064-1086

MATLOCK, H., REESE, L.C.,(1961),"Foundation Analysis of Offshore Pile-Supported Structures", Proceedings, 5th Int.Conf.on SMFE, Paris, Vol.2, pp. 91.

MATLOCK, H.,(1970),"Correlations for the Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", 2nd Offshore Technology Conference, Houston, OTC 1204, Vol.1, pp. 577-594.

MC CLELLAND, B. & FOCHT, J.A.,(1958),"Soil Modulus for Laterally Loaded Piles", Transaction of ASCE, Vol.123, pp.1049-1086

MENARD, L.,(1957),"Mesures in-situ Des Proprietes Physiques Des Sols" Annales Ponts et Chaussees 127-357

MENARD, L.,(1962),"Comportement d'une Foundation Profonde soumise a'des Efforts de Renversement", Sols-soils No.3, pp. 520-536.

MINDLIN, R.D.,(1936),"Force at a Point inthe Interior of a Semi-infinite Solid", Physics, Vol.7, May.

MOTT , HAY and ANDERSON Int. Ltd.,(1983),"New Galata Bridge Geotechnical Investegation Report"

MOTT , HAY and ANDERSON Int. Ltd.,(1987), Report of "Lateral Load Test on Piles 0.8 and 0.9 at Eminönü Abutment", New Galata Bridge Project Istanbul, December.

MOTT , HAY and ANDERSON Int. Ltd.,(1988), Report of "Horizontal Load Test on Working Piles 4.3 and 4.4 at Axis 4 on the Eminönü Approach Spans" New Galata Bridge Project, Istanbul, March.

MOTT , HAY and ANDERSON Int. Ltd.,(1988), Report of "Horizontal Load Test on Piles 0'.8 and 0'.9 at Karaköy Abutment", New Galata Bridge Project, Istanbul, May.

MOTT , HAY and ANDERSON Int. Ltd.,(1988), Report of "Lateral Load Test on Working Piles 7'.1 and 7'.2 in Axis 7', Karaköy Approach Spans", New Galata Bridge Project, Istanbul, September.

"NAVY DESIGN MANUAL, Foundations and Earth Structures, DM 7.02,(1986)" Department of the Navy,Naval Facilities Engineering Command,

O'NEILL, M.W.,GHAZZALY, O.I. and HA, H.B.,(1977), "Analysis of Three-Dimensional Pile Groups With Nonlinear Soil Response and Pile-Soil-Pile Interaction" Proceedings, Ninth Offshore Technology Conference, Vol.II ,pp. 245-256.

O'NEILL, M.W.,MURCHINSON, J.M.,(1983)."An Evaluation of p-y Relationships in Sads", A Report to the American Petroleum Institute, Washington.

PALMER, L.A., THOMSON, J.B.,(1948),"The Earth Pressures and Deflections Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Trust", Proc. 2nd Int.Conf.S.M.F.E, Vol.5, pp. 156-161.

PARKER, F., REESE, L.C.,(1971),"Lateral Pile-soil Interaction Curves for Sand", Proc.of the International Symposium on the Engineering Properties of Sea-Floor Soils and Their Geophysical Identification, Univ.of Washington, Seattle.

PRICE, G. and WARDLE, I.F.,(1988),"Comparison of Vertical and Shallow Angled Raked Piles Under Lateral Load", Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report No : 45.

POULOS, H.G.,(1971),"Behaviour of Laterally Loaded Piles : 1-Single Piles", JSMFED, ASCE, Vol.97,SM5, pp.711-731.

POULOS, H.G., (1971). "Behaviour of Laterally Loaded Piles : II-Pile Groups", Proc.of ASCE, Journal of the Soil Mech.Found.Eng.Div., Vol.97, SM5, May, pp.733-751.

POULOS, H.G., (1972), "Behaviour of Laterally Loaded Piles : III Socketed Piles", Proc.of ASCE, Journal of the Soil Mech. Found.Eng.Div., Vol.98, SM4, April, pp. 341-360.

POULOS, H.G., (1973), "Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement", Proc.of. ASCE, Journal of the Soil Mech.Found.Eng.Div., Vol.99, SM5, May, pp.391-405.

POULOS, H.G., (1975), "Lateral Load-Deflection Prediction for Pile Groups", Proc.of ASCE, Journal of the Geotechnical Eng.Div., Vol.101, GT1, January, pp.19-34.

POULOS, H.G and DAVIS E.H., (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, Inc.

POULOS, H.G., (1980), "An Approach for the Analysis of Offshore Pile Groups", Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, pp. 119.126.

PRAKASH, S., (1962), "Behaviour of Pile Groups Subjected to Lateral Loads", Ph. D.Thesis, Univ. of Illinois, Urbana,

PRAKASH, S. and SARAN, D., (1967), "Behavior of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils", Proceeding 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa (Israel), pp.235-238.

PRAKASH, S. and SHARMA, H.D., (1990), "Pile Foundations In Engineering Practice", John Wiley & Sons Inc. New York.

PRICE, G., (1979), "Field Tests on Vertical Piles Under Static and Cyclic Horizontal Loading in Overconsolidated Clay", Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., American Society for Testing and Materials, pp.464-483.

PRICE, G. and WARDLE, I.F., (1981), "Horizontal Load Test on Steel Piles in London Clay", SMFE Tenth International Conference, Rotterdam.

PRICE, G. and WARDLE, I.F., (1987), "Lateral Load Tests on Large Diameter Bored Piles", Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report No:45-46.

PYKE, R. and BEIKAE, M., (1984), "A New Solution for the Resistance of Single Piles to Lateral Loading" Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, pp.3-20

REESE, L.C., MATLOCK, H., (1956), "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", Proc. of the Eight Texas Conf. on SMFE, pp. 41.

REESE, L.C., COX, W.R., (1968), "Soil Behaviour from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles under Lateral Loading", Performance of Deep Foundations, ASTM SPT444, pp. 160-175.

REESE, L.C., O'NEILL, M.W., and SMITH, E., (1970) "Generalized Analysis of Pile Foundations", Proceedings J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 96, No. SM1, pp. 235-250.

REESE, L.C., (1971), "The Analysis of Piles Under Lateral Loading", Proc. Symposium on Interaction Between Soil and Structures, Univ. of Birmingham, paper no. 206.

REESE, L.C., COX, W.R. and KOOP, F.D., (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", Offshore Technology Conference, Dallas, T.X., paper no. 2080

REESE, L.C., COX, W.R. and KOOP, F.D., (1975), "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay", 7th Offshore Technology Conference, Houston, OTC 2312, Vol. 3, pp. 671-690.

REESE, L.C., (1977), "Laterally Loaded Piles: Program Documentation" ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 96, SM1, pp. 235-250.

REESE, L.C., (1979), "Design and Evaluation of Load Tests on Deep Foundations", Behaviour of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., American Society for Testing and Materials, pp. 4-26.

REESE, L.C., ALLEN, J.D., HARGROVE, J.Q., (1981), "Laterally Loaded Piles in Layered Soils", SMFE Tenth International Conference, Rotterdam.

REESE, L.C., (1984), "Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load", Federal Highway Administration Office of Implementation, FHWA-IP-84,

REESE, L.C., WRIGHT, S.G. and AURORA, R.P., (1984), "Analysis of a Pile Group Under Lateral Loading", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP. 835, pp. 56-71.

REESE, L.C. and WANG, S.T., (1989), "Documentation of Computer Program LPILE", Version 3.0, Ensoft, Inc, Austin, Texas.

ROBINSON, K.E.,(1979),"Horizontal Subgrade Reaction Estimated from Lateral Loading Tests on Timber Piles", Behaviour of Deep Foundations, STP670,ASTM, Philadelphia pp.520-536

SAĞLAMER, A.,(1977),"Açık Deniz Yapılarındaki Kazıkların Davranışı", İ.T.Ü Doçentlik Tezi, 210 sf.

SCHMERTMANN, J.H.,(1978), "Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design", Federal High Administration, H.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

SKEMPTON, A.W.,(1951),"The Bearing Capacity of Clays", Building Research Congress, Division 1,Part 3, pp. 180-189.

SOGGE, R.L.,(1984),"Microcomputer Analysis of Laterally Loaded Piles", Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP835, pp. 35-48.

SOLETANCHE DESIGN CRITERIA,(1982), Permanent Ground Anchors, Final Report No. FHWA/RD-81/150, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, pp. 18-22.

SOWERS, G.B., SOWERS, G.F.,(1961),"Introductory Soil Mechanics and Foundations", McMillan Co.New York.N.Y., 2nd Edition.

SPILLERS, W.R., STOLL, R.D.,(1964),"Lateral Response of Piles", Proc. of ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found, Eng. Div., Vol.90, SM6, November, pp.1-9.

STEVENS, J.B. and AUDIBERT, J.M.E.,(1979),"Reexamination of p-y Curve Formulations", Proceedings of the 11th Offshore Technology Conference,Paper No:OTC 3402, pp.397-403.

SULLIVAN, W.R.,REESE, L.C, and FENSKE, C.W.,(1980), "Unified Method for Analysis of Laterally Loaded Piles in Clay",Numerical Methods in Offshore Piling, Institute of Civil Engineers, London, England, pp.135-146.

TANRIVERDİ, M. ve ANSAL, A.M.,(1987),"Yatay Yükler Altında Kazık Davranışlarıyla İlgili Parametrik Bir Çalışma", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği İkinci Ulusal Kongresi,Boğaziçi Üniversitesi,İstanbul.

TEMEL ARAŞTIRMA A.Ş.,(1986),"S.T.F.A. Const. Co. Factual Report for the Planned New Galata Bridge", Report No: 6/3.199,

TEMEL ARAŞTIRMA A.Ş.,(1987),"S.T.F.A. Const. Co. New Galata Bridge Geotechnical Investigation Report For Additional Borings", Report No : 6/3.199.

TERZAGHI, K.,(1955),"Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vo.5, No.4, pp.297-326.

TIMOSHENKO, S.,(1956),"Strength of Materials", D.Van Nostrand Company Inc.,Part 2.Paper no.572.

TOĞROL, E., GÜLER, E., ÖZÜDOĞRU, K., ERSOY, T., ve AKSOY, İ.H.,(1986),"Haliç'in Geoteknik Sorunları ve Çözüm Yolları", Boğaziçi Üniversitesi.

TOMLINSON, M.J.,(1987),"Pile Design and Construction Practice", Palladian Publications, Ltd.

TOOLAN, F.E. and HORSNELL, M.R.,(1980),"Analysis of the Load-Deflection Behaviour of Offshore Piles and Pile Groups", Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, pp. 147-155.

TRUPIA, A.L.,(1976),"Elasto-Plastik Zeminlerde Yataklanmış Diyaframların Hesabı için Bir Metod," İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Teknik Rapor 27, Cilt 2

VESIC, A.S.,(1961),"Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid", JEMD, ASCE, Vol. 87, EM2, pp. 35-53.

WANG, C.K.,(1970),"Matrix Methods of Structural Analysis", Intext Educational Publishers,Scranton,Pa.

WHITAKER, T. and COOKE, R.W.,(1966),"An Investigation of the Shaft and Base Resistances of Large Bored Piles in London Clay", Symposium on Large bored Piles,February.

WILSON, E.L. and HABIBULLAH, A.,(1988),"SAP90- A Series of Computer Programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, User's Manual", Computers & Structures, Inc., Berkeley, California

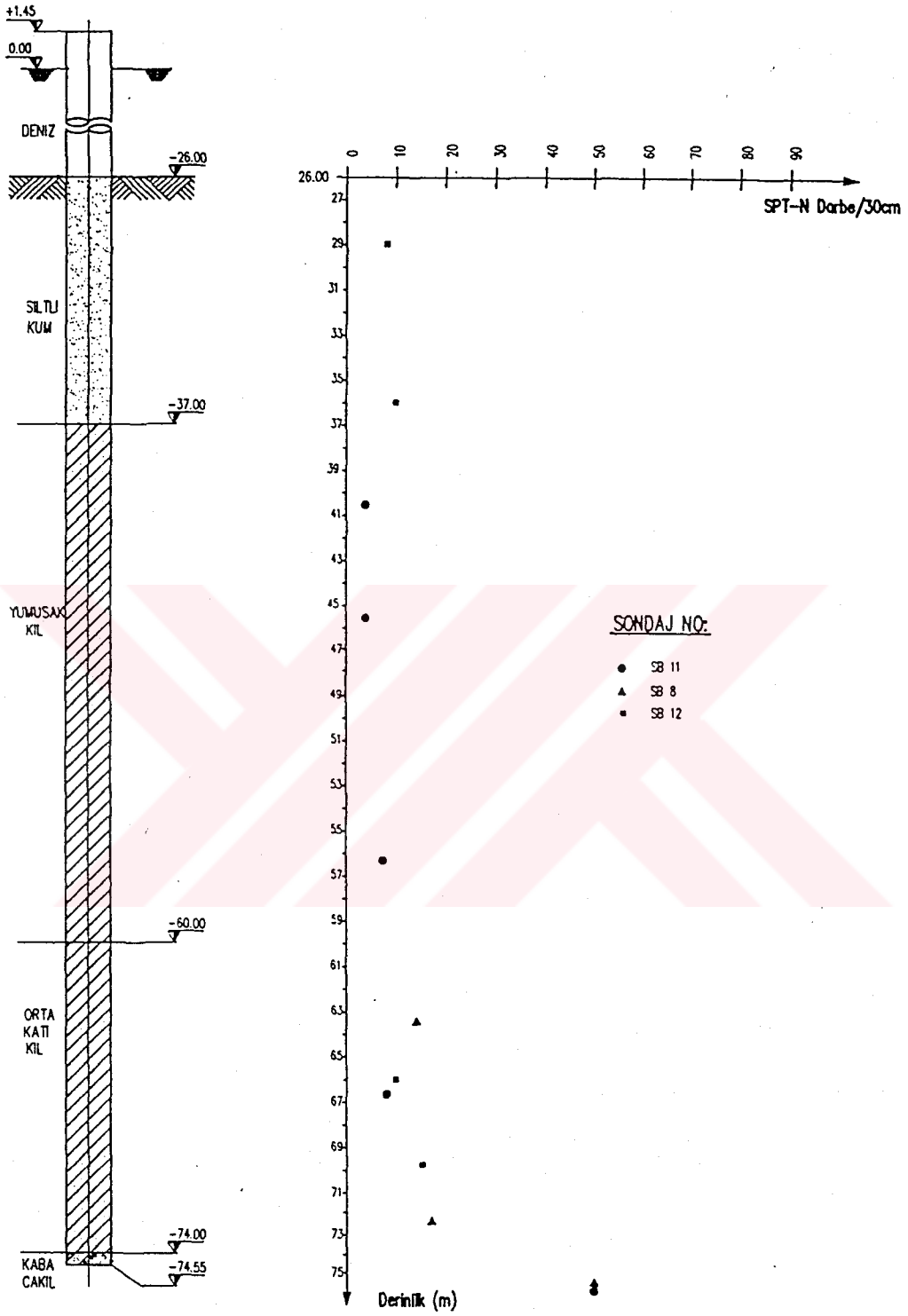
WINKLER, E.,(1867),"Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit",Prag

YOSHIDA, I., YOSHINAKA, R.,(1972),"A Method to Estimate Modulus of Subgrade Reaction for a Pile", Soils and Foundations, Tokyo, Vol.12, No.3, pp. 1-17.

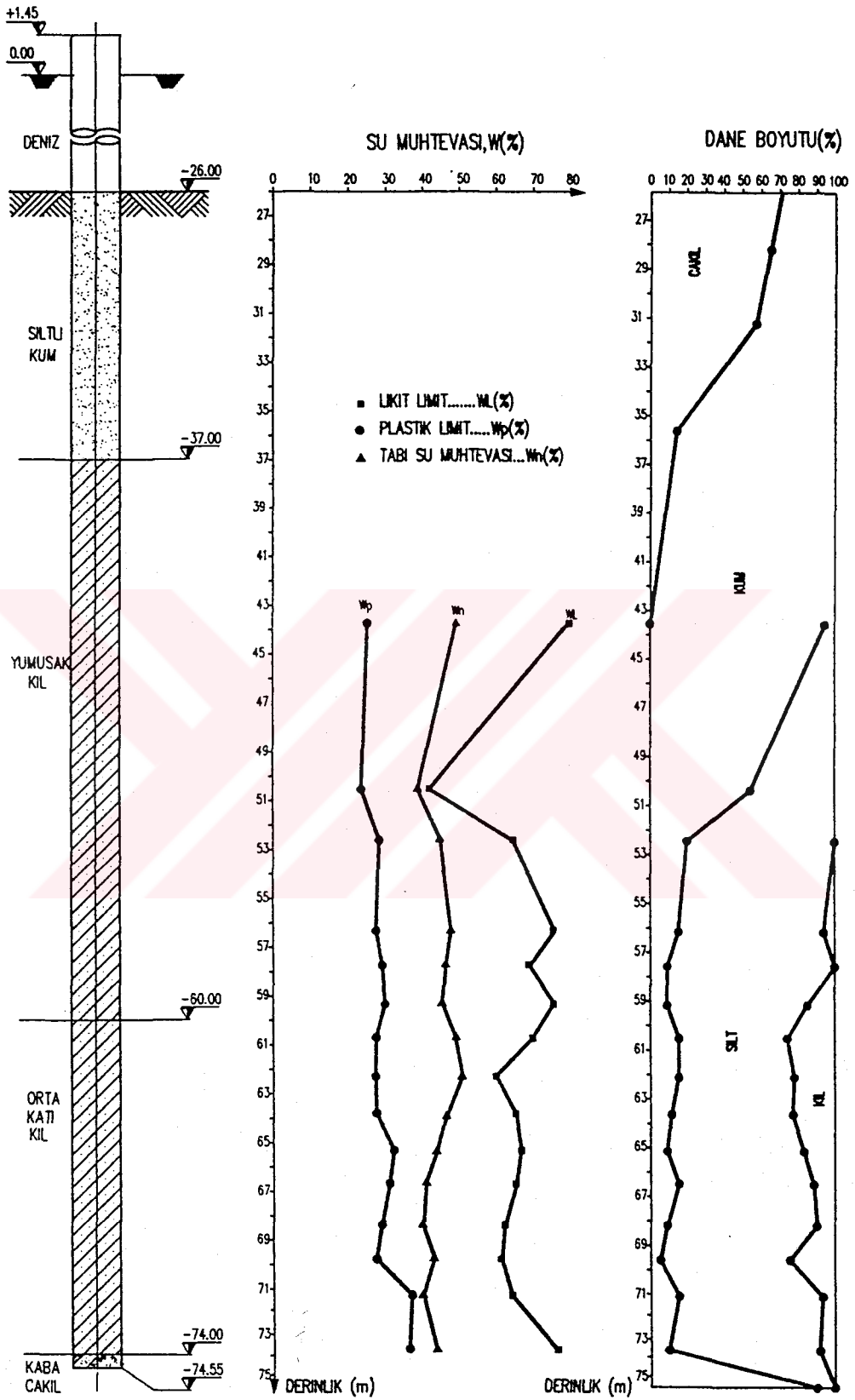
ZURABOV, G.G. and BUGAYEVA, D.E.,(1949),Vysokie Svaynye Rostverki Mostov, Moscow.

EK.A

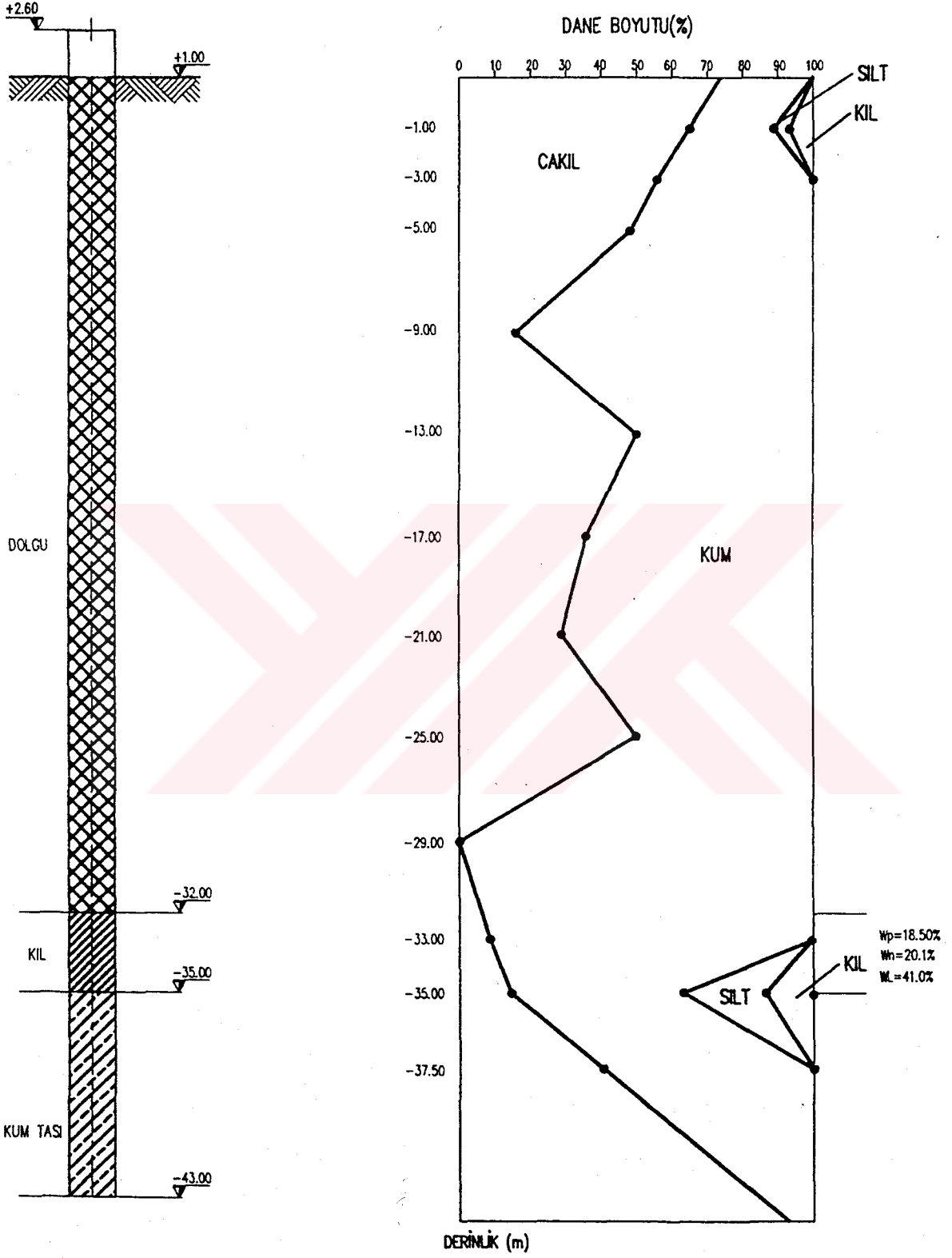
EMİNÖNÜ YAKLAŞIM AÇIKLIĞI, KARAKÖY YAKLAŞIM AÇIKLIĞI
VE KARAKÖY KENAR AYAĞINDA YATAY YÜKLEME DENEYİ YAPILAN
BÖLGELERDE ; SPT DENEYLERİNDEN ELDE EDİLEN DARBE SAYILARI
(N) İLE DANE BOYUTUNUN VE ZEMİN İNDEKS ÖZELLİKLERİNİN
DERİNLİKLE DEĞİŞİMİ



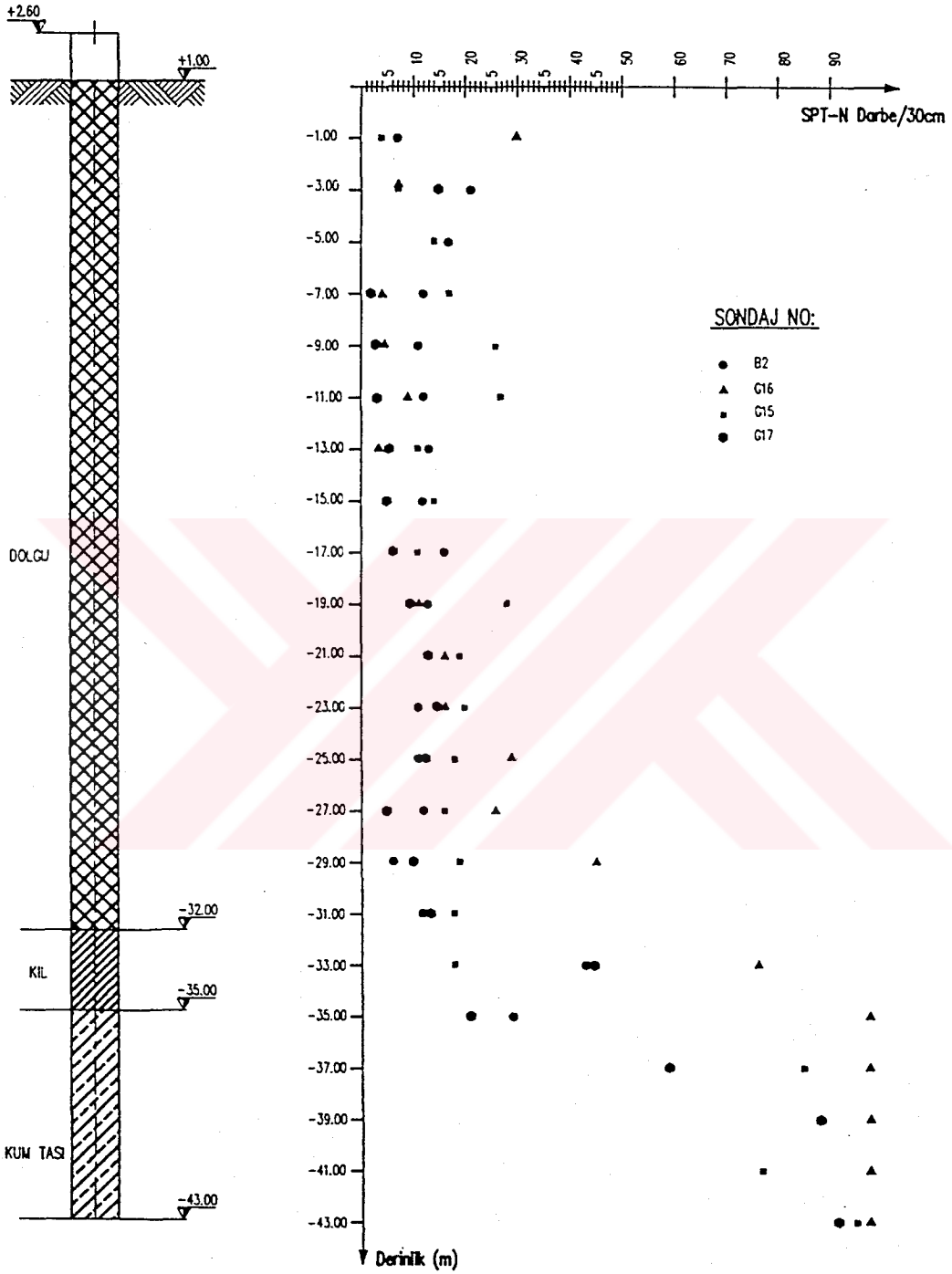
SEKİL A.1 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3–4.4 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı



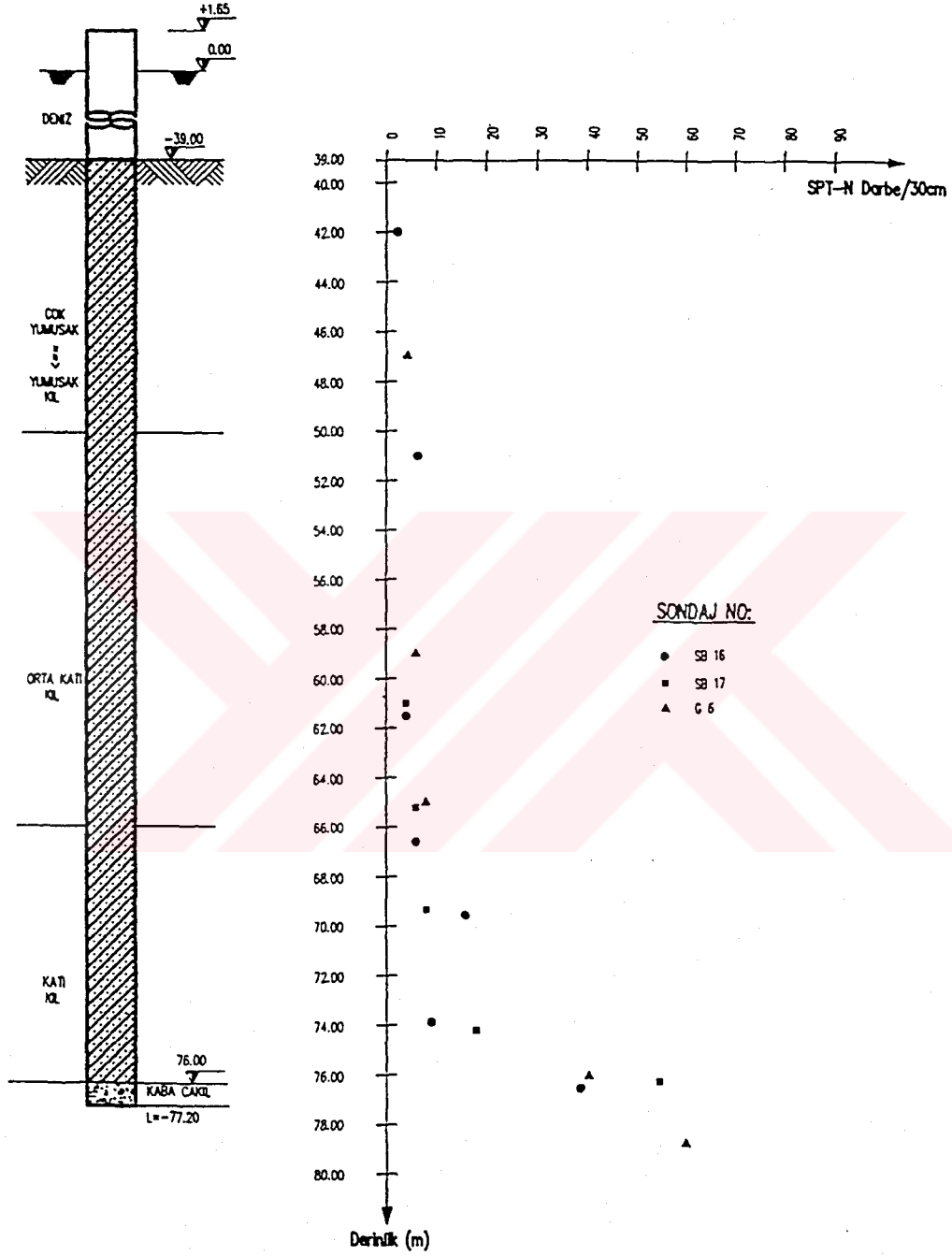
SEKİL A.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığında 4.3 ve 4.4 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin Index Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi



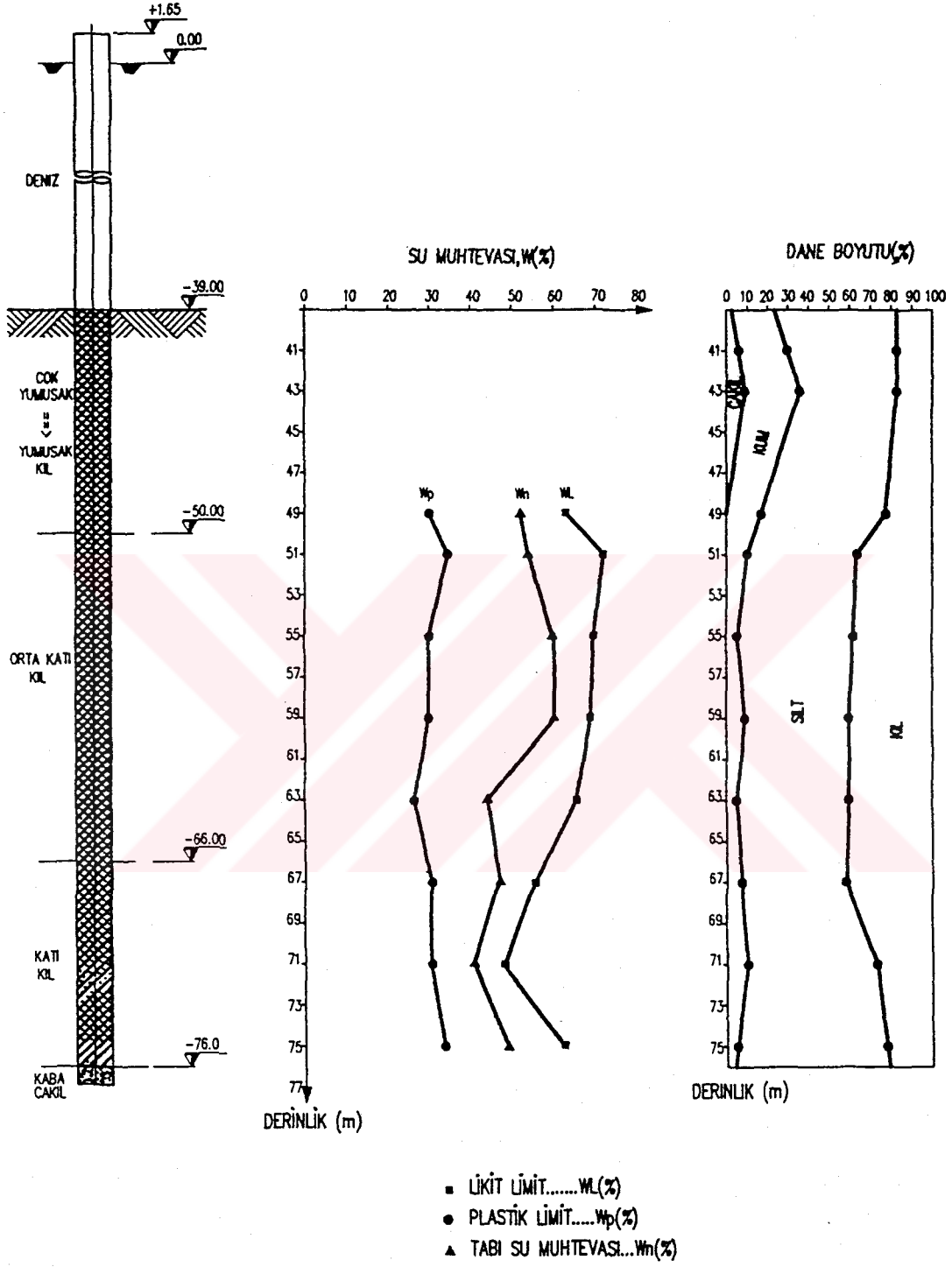
ŞEKİL A.3 Karaköy Kenar Ayagında 0'8 ve 0'9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Dane Boyutu Değişimi



ŞEKİL A.4 Karaköy Kenar Ayagi 0'8 ve 0'9 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı



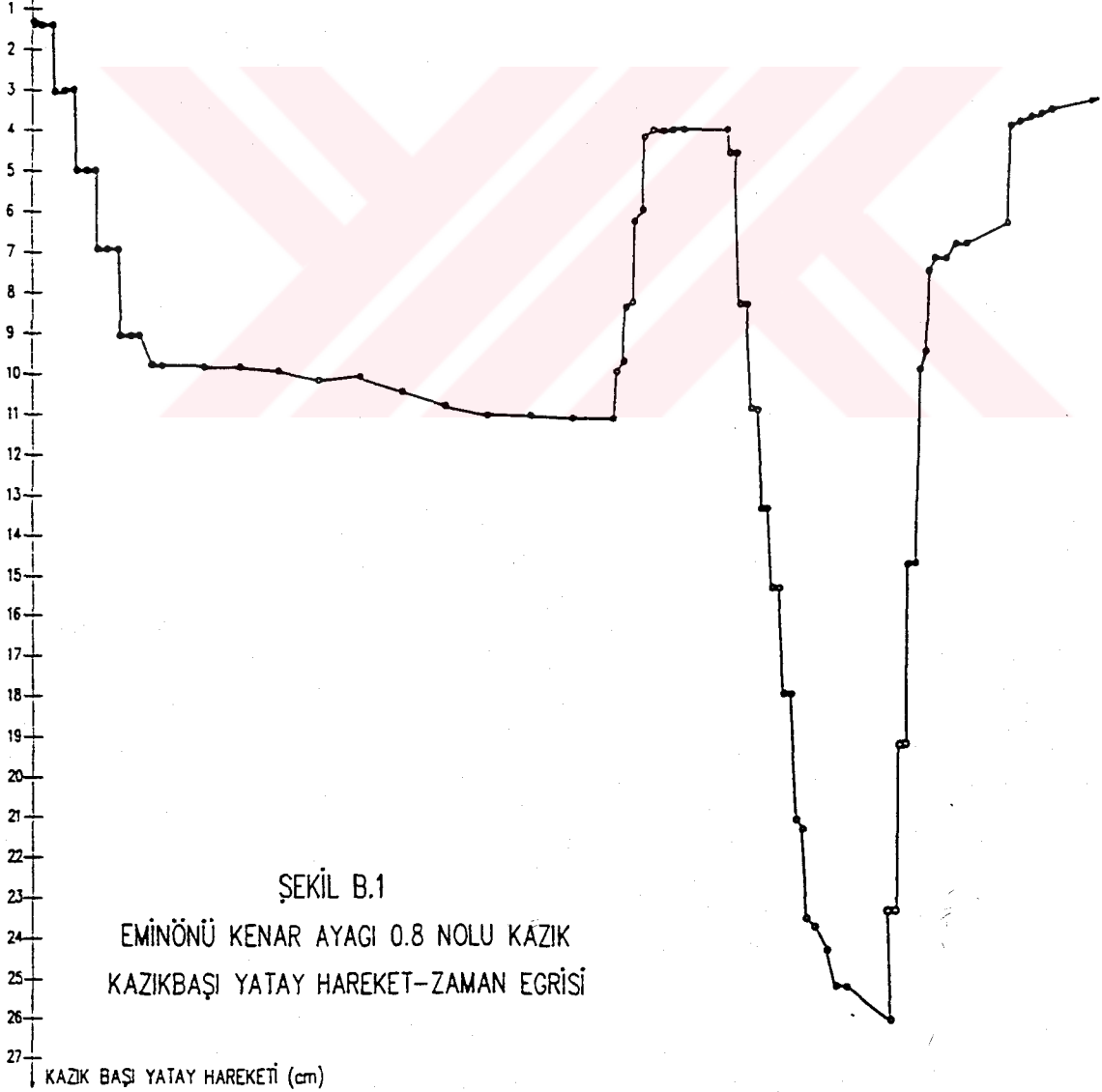
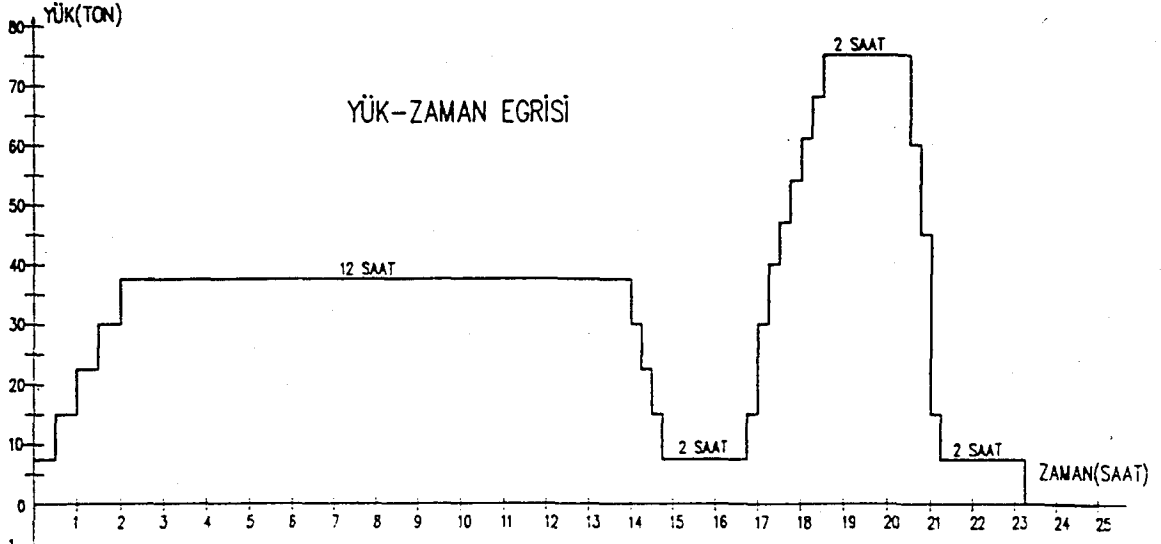
ŞEKİL A.5 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1-7'2 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgede Yapılan SPT Deneyleri Sonucunda Elde Edilen SPT Darbe Sayısı (N) Dağılımı

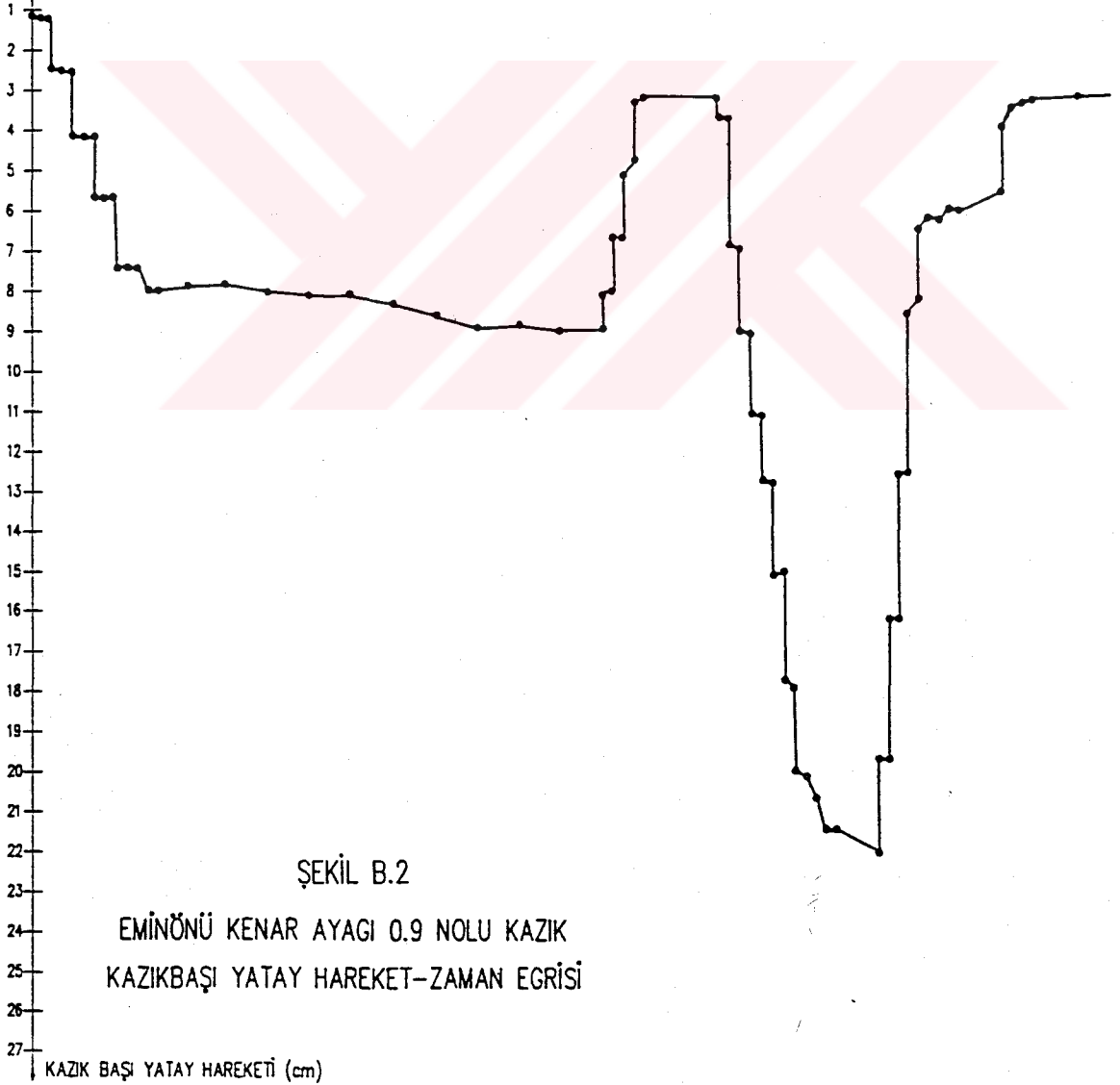
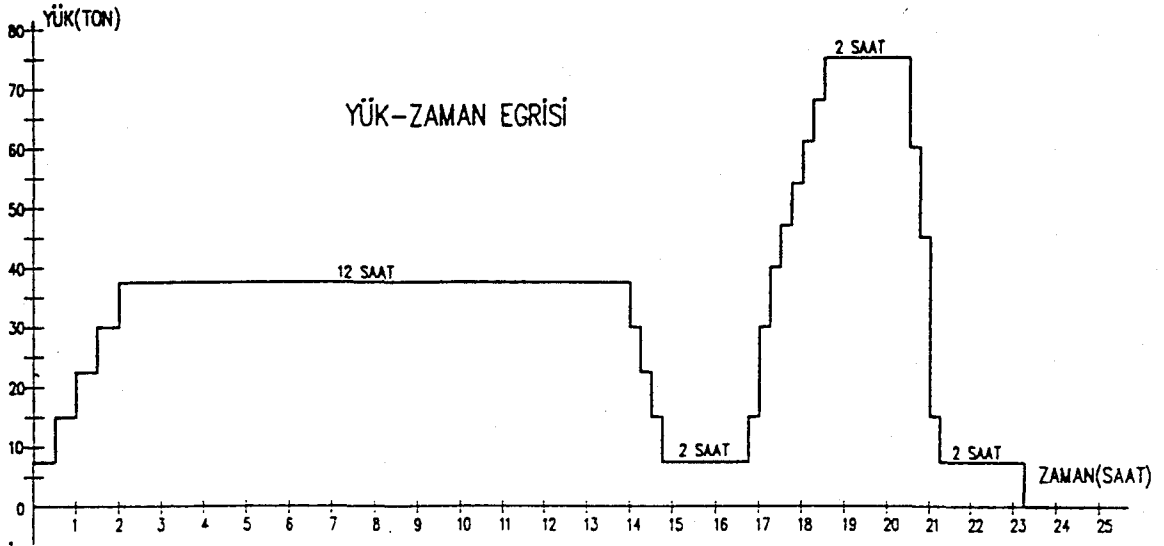


ŞEKİL A.6 Karaköy Yaklaşım Açıklığında 7'1 ve 7'2 nolu Kazıkların Bulunduğu Bölgedeki Zemin İndex Özellikleri ile Dane Boyutu Değişimi

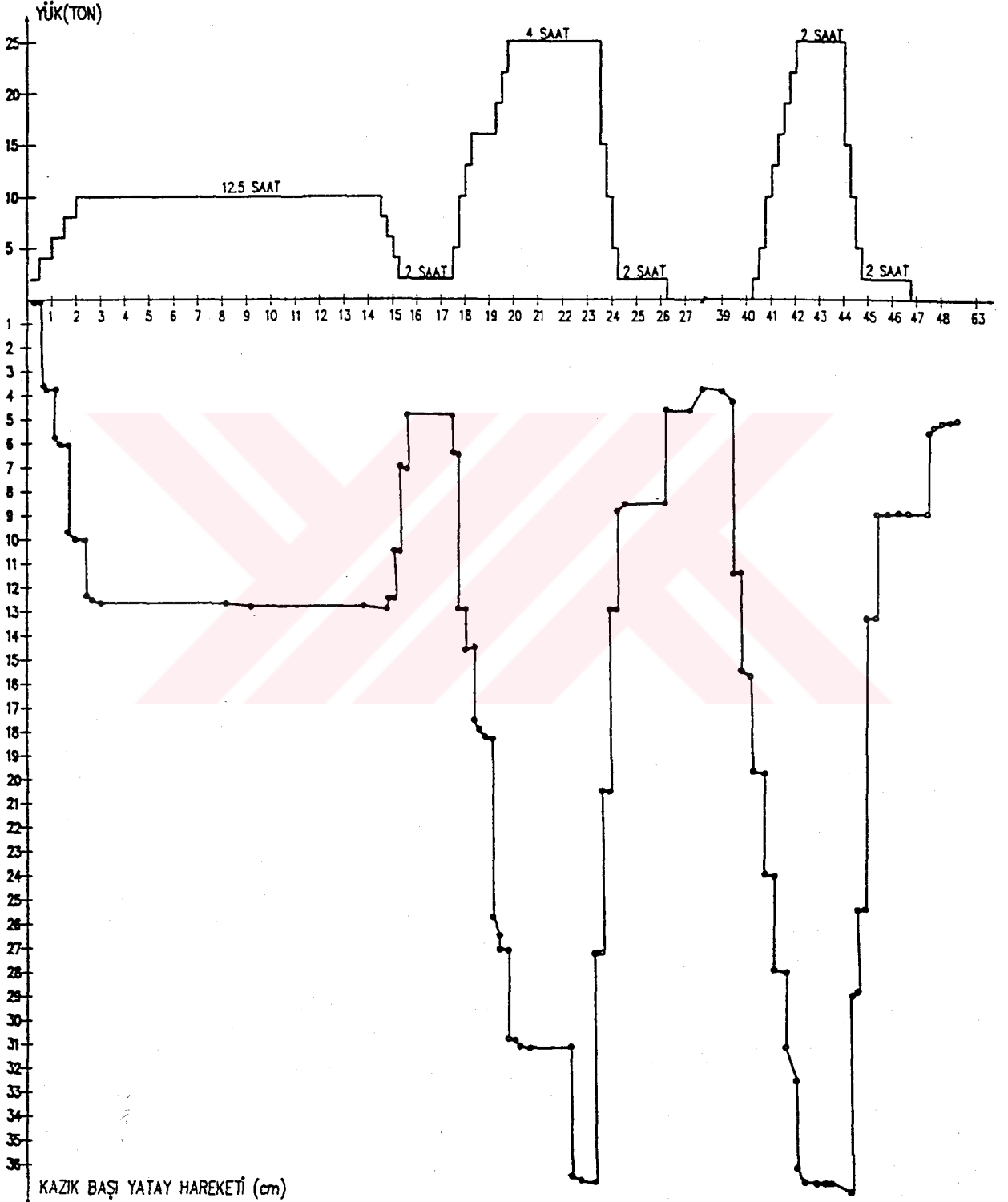
EK.B

**EMİNÖNÜ KENAR AYAĞI, EMİNÖNÜ YAKLAŞIM AÇIKLIĞI, KARAKÖY KENAR
AYAĞI VE KARAKÖY YAKLAŞIM AÇIKLIKLARINDA HERBİR TEST KAZIĞI
İÇİN ÇİZİLEN ORTAK ZAMAN BAZLI YÜK VE KAZIKBAŞI
YATAY HAREKET EĞRİLERİ**

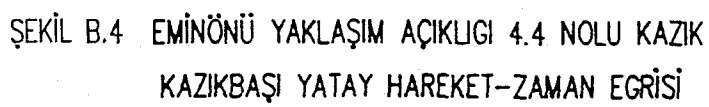


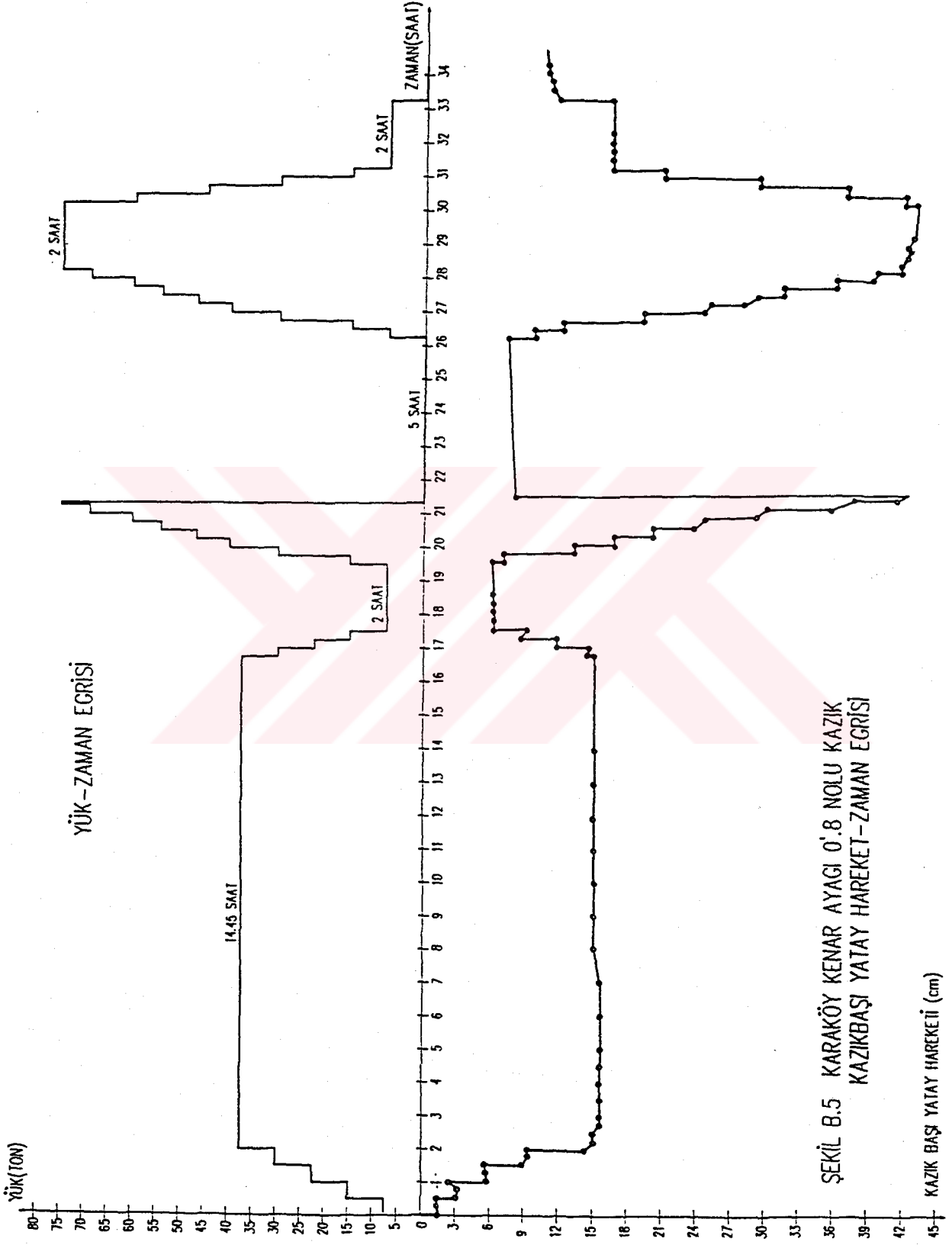


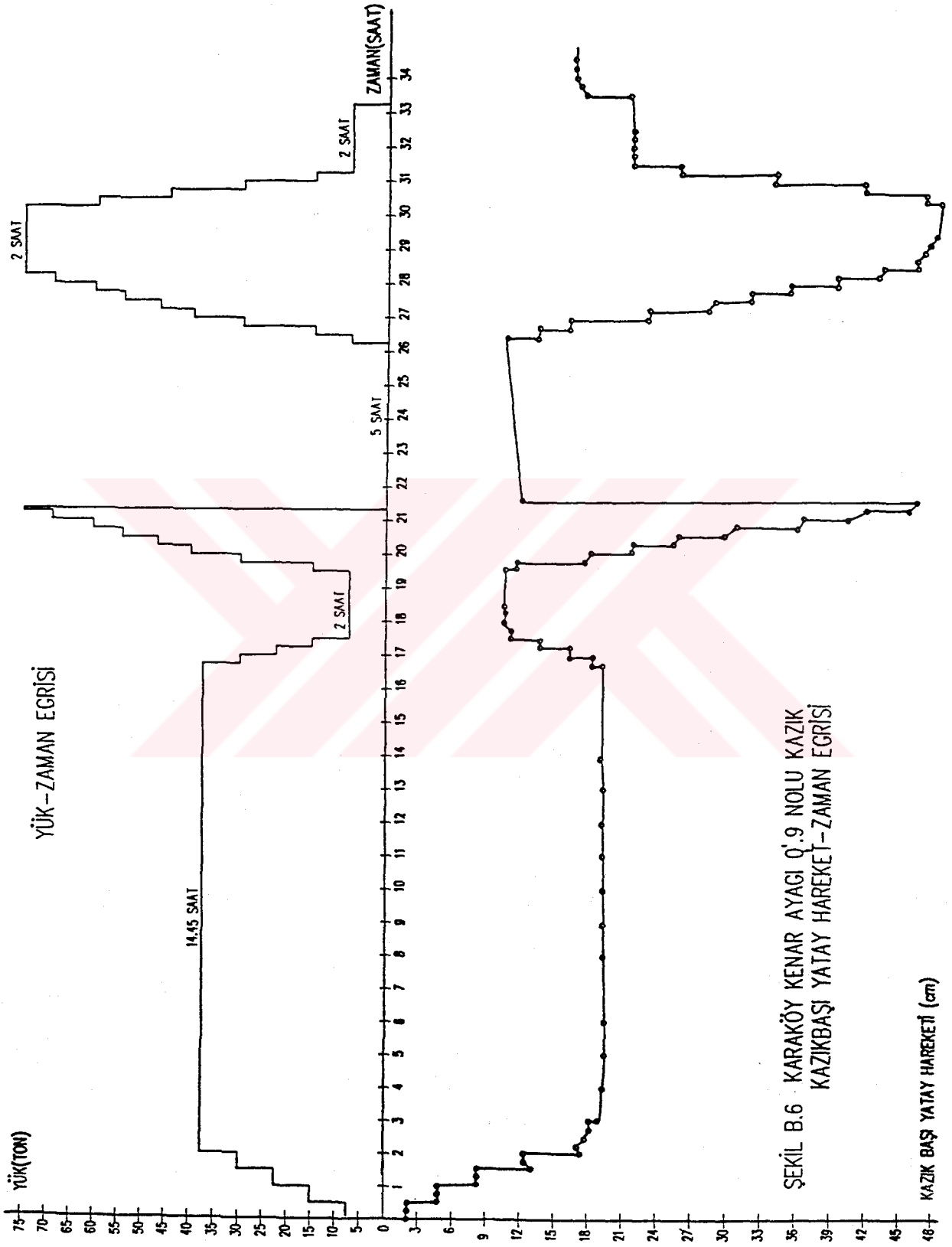
YÜK-ZAMAN EGRİSİ

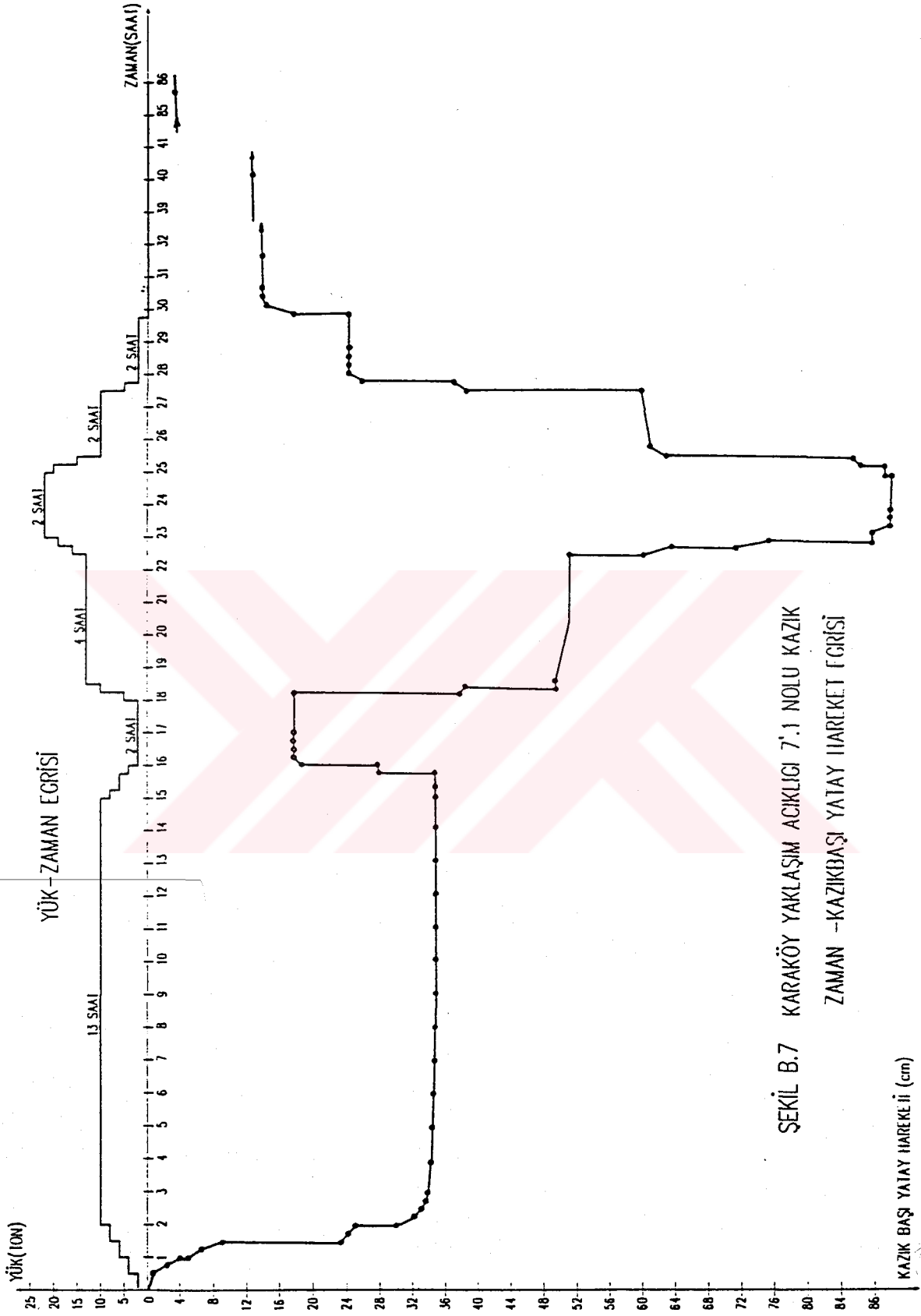


ŞEKİL B.3 EMİNÖNÜ YAKLASIM AÇIKLIĞI 4.3 NOLU KAZIK
KAZIKBAŞI YATAY HAREKET-ZAMAN EGRİSİ

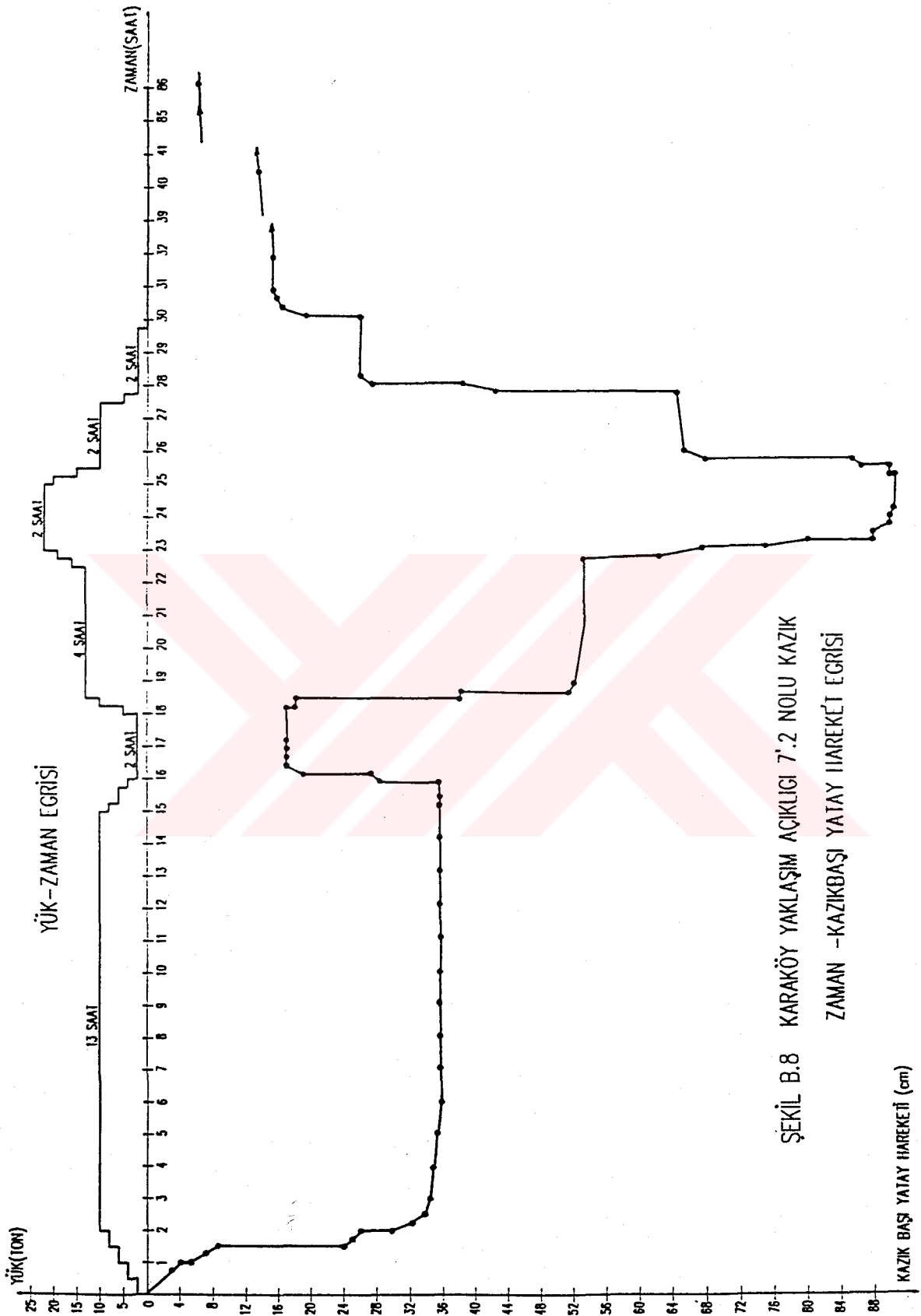








ŞEKİL B.7 KARAKÖY YAKLAŞIM ACIKLIĞI 7'1 NOLU KAZIK
ZAMAN - KAZIKBAŞI YATAY HAREKET EĞRİSİ



EK.C

**EMİNÖNÜ KENAR AYAĞI, EMİNÖNÜ YAKLAŞIM AÇIKLIĞI,
KARAKÖY KENAR AYAĞI VE KARAKÖY YAKLAŞIM AÇIKLIĞI
BÖLGELERİNDEKİ KAZIKLAR ÜZERİNDE YAPILAN
YATAY YÜKLEME DENEYLERİ SONUÇLARI**

Tablo C.1 Eminönü Kenar Ayağı 0.8 ve 0.9 No'lu Kazıklar Üzerine Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları

YÜK (TON)	YÜKÜN DURMA SÜRESİ	KAZIKBAŞI YATAY YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)		KAZIKBAŞI DÖNMESİ (mm/ m)	
		KAZIK NO.0.8	KAZIK NO.0.9	KAZIK NO.4.3	KAZIK NO.4.4
0	-	-	-	-	-
7.5	30 dak	11.5	13.0		
15	30 dak	24.5	29.0		
22.5	30 dak	40.5	48.5		
30	30 dak	55.5	67.5		
37.5	12 saat	88.5	109.0	6.4	7.1
30	15 dak	79.0	97.5		
22.5	15 dak	65.5	81.5		
15	15 dak	47.5	59.0		
7.5	2 saat	32.0	40.0		
15	15 dak	37.0	46.0		
30	15 dak	68.5	83.0		
40	15 dak	89.0	107.8		
47	15 dak	109.0	132.5		
54	15 dak	125.5	152.0		
61	15 dak	147.5	177.5		
68	15 dak	175.5	211.9		
75	2 saat	220.0	260.0	15.0	15.0
60	15 dak	193.0	230.5		
45	15 dak	158.5	189.5		
30	15 dak	123.0	145.5		
15	15 dak	80.5	95.0		
7.5	2 saat	54.0	63.0		
0	1 saat	31.5	36.0		

Tablo C.2 Eminönü Yaklaşım Açıklığı 4.3 ve 4.4 No'lu Kazıklar Üzerine Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları

YÜK (TON)	YÜKÜN DURMA SÜRESİ	KAZIKBAŞI YATAY YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)		KAZIKBAŞI DÖNNMESİ (mm/ m)	
		KAZIK NO.4.3	KAZIK NO.4.4	KAZIK NO.4.3	KAZIK NO.4.4
0	-	-	-		
2	30 dak.	0	0		
4	30dak	37	30		
6	30 dak	60	50		
8	30 dak	98	84		
10	12 saat	125	113	5.0	4.5
8	15 dak	122	117		
6	15 dak	103	99		
4	15 dak	70	67		
2	2 saat	47	44	2.0	2.5
0	13 saat	37	27		
2	15 dak	41	36		
5	15 dak	112	103		
10	15 dak	153	140		
13	15 dak	194	183		
16	15 dak	237	222		
19	15 dak	275	254		
22	15 dak	319	295		
25	2 saat	362	318	13.5	12.0
15	15 dak	282	245		
10	15 dak	248	212		
5	15 dak	129	103		
2	2 saat	88	62		
0	15 saat	49	28	2.5	0.5

Tablo C.3 Karaköy Kenar Ayağı 0'8 ve 0'9 No'lu Kazıklar Üzerine Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları

YÜK (TON)	YÜKÜN DURMA SÜRESİ	KAZIKBAŞI YATAY		KAZIKBAŞI	
		KAZIK NO.0'8	YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)	KAZIK NO.0'8	KAZIK NO.0'9
0	-	-	-	-	-
7.5	30 dak	1.5	2		
15	30 dak	2.5	4.5		
22.5	30 dak	5.5	8		
30	30 dak	9.5	12		
37.5	14 saat 45 dak	15.5	19	1.70	1.45
30	15 dak	14.5	18		
22.5	15 dak	12	16		
15	15 dak	9.5	13.5		
7.5	2 saat	6.5	10.5		
15	15 dak	7.5	11.5		
30	15 dak	13.5	18		
40	15 dak	17	21.5		
47	15 dak	20	25.5		
54	15 dak	24.5	30.5		
61	15 dak	30.5	36		
68	15 dak	38	41.5		
75	5 dak	41.5	45		
0	5 saat	8	11		
7.5	15 dak	10	13.5		
15	15 dak	12.5	16		
30	15 dak	20	23		
40	15 dak	25.5	28.5		
47	15 dak	29.5	31.5		
54	15 dak	32	35		
61	15 dak	36.5	39		
68	15 dak	40	43		
75	2 saat	44	48	2.70	2.20
60	15 dak	43	46.5		
45	15 dak	38	41		
30	15 dak	30.5	33.5		
15	15 dak	22.5	25.5		
7.5	2 saat	18	21.5		
0	1 saat	12.5	16.5		

Tablo C.4 Karaköy Yaklaşım Açıklığı 7'1 ve 7'2 No'lu Kazıklar Üzerine
Yapılan Yatay Yükleme Deneyi Sonuçları

YÜK (TON)	YÜKÜN DURMA SÜRESİ	KAZIKBAŞI YATAY YER DEĞİŞTİRMESİ (mm)		KAZIKBAŞI DÖNMESİ (mm/ m)	
		KAZIK NO.7'1	KAZIK NO.7'2	KAZIK NO.7'1	KAZIK NO.7'2
0		-	-		
2	30 dak	0	0		
4	30 dak	40	40		
6	30 dak	90	85		
8	30 dak	250	260		
10	12 saat	355	360	12.1	11.6
8	15 dak	350	360		
6	30 dak	350	360		
4	15 dak	275	280		
2	2 saat	175	180	5.05	2.5
5	15 dak	175	180		
10	15 dak	375	385		
13	3 saat 45 dak	485	505		
16	15 dak	640	680		
19	15 dak	755	805		
22	2 saat	895	955	30.3	22.2
20	15 dak	890	950		
15	15 dak	850	905		
10	2 saat	610	660		
5	15 dak	360	395		
2	2 saat	235	265		
0	10 saat	135	160	8.05	2.05

EK.D

KARAKÖY YAKLAŞIM AÇIKLIĞI, EMİNÖNÜ YAKLAŞIM AÇIKLIĞI,
KARAKÖY KENAR AYAĞI VE EMİNÖNÜ KENAR AYAĞINDA LINEER
OLMAYAN ÇÖZÜMLEMEDE KULLANILAN
LUSAS PROGRAMI GİRİŞ BİLGİLERİ

PROBLEM TITLE Karakoy Yaklasim Acikligi

OPTION 2 117 118 146 157 250

BEAM ELEMENT TOPOLOGY

FIRST 1 1 2

INC 1 1 1 (34)

JPH3 ELEMENT TOPOLOGY

FIRST 52 52 2 50

INC 1 1 1 0 (34)

SOLUTION ORDER AUTOMATIC

NODE COORDINATES

FIRST 1 0 1.65

FIRST 2 0 -39.0

INC 1 0 -1.00 (28)

FIRST 30 0 -68.00

INC 1 0 -2.00 (5)

35 0 -77.00

C

50 0 100.00

C

FIRST 52 0 -39.0

INC 1 0 -1.00 (28)

FIRST 80 0 -68.00

INC 1 0 -2.00 (5)

85 0 -77.00

C

BEAM GEOMETRIC PROPERTIES

1 1 0.060972 1000

JPH3 GEOMETRIC PROPERTIES

2 0.000000000

GEOMETRIC ASSIGNMENTS

1 34 1 1

52 85 1 2

MATERIAL PROPERTIES

1 210E6 0.30

-JOINT PROPERTIES NONLINEAR 32 3

2 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

1365.00 0 0 0 0 0 143.500 0 143.500 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

3 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

3412.50 0 0 0 0 0 358.750 0 358.750 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

4 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

4095.00 0 0 0 0 0 430.500 0 430.500 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

5 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

4777.50 0 0 0 0 0 502.250 0 502.250 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

6 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

5460.00 0 0 0 0 0 574.000 0 574.000 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

7 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

6525.00 0 0 0 0 0 822.000 0 822.000 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

8 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

7590.00 0 0 0 0 0 1070.000 0 1070.000 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

9 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

18625.00 0 0 0 0 0 1721.000 0 1721.000 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

10 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

28940.00 0 0 0 0 0 2372.000 0 2372.000 0 0 ...

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

11 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ...

	40330.00	0	0	0	0	1936.000	0	1936.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	25860.00	0	0	0	0	750.000	12930	750.000	12930	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

MATERIAL ASSIGNMENTS

1	34	1	1	0
52	52	0	2	0
53	53	0	3	0
54	54	0	4	0
55	55	0	5	0
56	62	1	6	0
63	63	0	7	0
64	78	1	8	0
79	79	0	9	0
80	83	1	10	0
84	84	0	11	0
85	85	0	12	0

FREEDOM TEMPLATE

U V THZ

SUPPORT NODES

1	35	1	F	R	F
50	85	1	R	R	R

LOAD CASE

CL

1 0 0 250

NONLINEAR CONTROL

ITER 20

FIRST MNR

INC (21)

CONV 0 50

OUTPUT 1 1 1

LOAD CASE

CL

1 0 0 500

LOAD CASE

CL

1 0 0 750

LOAD CASE

CL

1 0 0 1000

LOAD CASE

CL

1 0 0 1500

LOAD CASE

CL

1 0 0 2000

LOAD CASE

CL

1 0 0 2500

LOAD CASE

CL

1 0 0 3000

LOAD CASE

CL

1 0 0 3500

LOAD CASE

CL

1 0 0 4000

LOAD CASE

CL

1 0 0 4500

LOAD CASE

CL

1 0 0 5000

END

```

C Version 11.0-2
PROBLEM TITLE  Eminonu Yaklasim Acikligi
OPTION         2   117  118   146  157  250

```

BEAM ELEMENT TOPOLOGY

FIRST	1	1	2	
INC	1	1	1	(43)

JPH3 ELEMENT TOPOLOGY

FIRST	52	52	2	50	
INC	1	1	1	0	(43)

SOLUTION ORDER AUTOMATIC

NODE COORDINATES

	1	0	1.45	
FIRST	2	0	-26.0	
INC	1	0	-1.00	(35)
FIRST	37	0	-62.00	
INC	1	0	-2.00	(7)
	44	0	-74.55	

C

50	0	100.00
----	---	--------

C

FIRST	52	0	-26.0	
INC	1	0	-1.00	(35)
FIRST	87	0	-62.00	
INC	1	0	-2.00	(7)
	94	0	-74.55	

C

BEAM GEOMETRIC PROPERTIES

1	1	0.060972	1000
---	---	----------	------

JPH3 GEOMETRIC PROPERTIES

2 0.0000000000

GEOMETRIC ASSIGNMENTS

1	43	1	1
52	94	1	2

MATERIAL PROPERTIES

1	210E6	0.30
---	-------	------

JOINT PROPERTIES NONLINEAR 32 3

[illegible]

	3945.00	0	0	0	0	683.000	0	683.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	6420.00	0	0	0	0	600.000	0	600.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	10840.00	0	0	0	0	1000.000	0	1000.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	15260.00	0	0	0	0	1400.000	7630	1400.000	7630	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	21853.00	0	0	0	0	1112.500	10926.5	1112.500	10926.50	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	14223.00	0	0	0	0	412.500	7111.50	412.500	7111.50	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

MATERIAL ASSIGNMENTS

1	43	1	1	0
52	52	0	2	0
53	53	0	3	0
54	54	0	4	0
55	55	0	5	0
56	56	0	6	0
57	57	0	7	0
58	58	0	8	0
59	59	0	9	0
60	62	1	10	0
63	63	0	11	0
64	85	1	12	0
86	86	0	13	0
87	92	1	14	0
93	93	0	15	0
94	94	0	16	0

FREEDOM TEMPLATE

U V THZ
SUPPORT NODES

1	44	1	F	R	F
50	94	1	R	R	R

LOAD CASE

CL

1 0 0 250

NONLINEAR CONTROL

ITER 20

FIRST MNR

INC (21)

CONV 0 50

OUTPUT 1 1 1

LOAD CASE

CL

1 0 0 500

LOAD CASE

CL

1 0 0 750

LOAD CASE

CL

1 0 0 1000

LOAD CASE

CL

1 0 0 1500

LOAD CASE

CL

1 0 0 2000

LOAD CASE

```
CL
  1  0  0  2500
LOAD CASE
CL
  1  0  0  3000
LOAD CASE
CL
  1  0  0  3500
LOAD CASE
CL
  1  0  0  4000
LOAD CASE
CL
  1  0  0  4500
LOAD CASE
CL
  1  0  0  5000
END
```



C Version 11.0-2

PROBLEM TITLE Karaköy Kenar Ayağı

OPTION 2 117 118 146 157 250

BEAM ELEMENT TOPOLOGY

FIRST 1 1 2

INC 1 1 1 (31)

JPH3 ELEMENT TOPOLOGY

FIRST 32 33 2 64

INC 1 1 1 0 (31)

SOLUTION ORDER AUTOMATIC

NODE COORDINATES

	1	0	43.60	
FIRST	2	0	42.00	
INC	1	0	-1.00	(18)
FIRST	20	0	23.00	
INC	1	0	-2.00	(08)
	28	0	7.50	
	29	0	6.00	
	30	0	4.00	
	31	0	2.00	
	32	0	0.00	

C

FIRST	33	0	42.00	
INC	1	0	-1.00	(18)
FIRST	51	0	23.00	
INC	1	0	-2.00	(08)
	59	0	7.50	
	60	0	6.00	
	61	0	4.00	
	62	0	2.00	
	63	0	0.00	

C

	64	0	50.00	
--	----	---	-------	--

C

BEAM GEOMETRIC PROPERTIES

1 1 0.060972 1000

JPH3 GEOMETRIC PROPERTIES

2 0.000000000

GEOMETRIC ASSIGNMENTS

1 31 1 1

32 62 1 2

MATERIAL PROPERTIES

1 210E6 0.30

JOINT PROPERTIES NONLINEAR 32 3

2	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	3100	0	0	0	0	161.500	0	161.500	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	6975	0	0	0	0	363.375	0	363.375	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	7750	0	0	0	0	403.750	0	403.750	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	8525	0	0	0	0	444.125	0	444.125	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	9300	0	0	0	0	484.500	0	484.500	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	10075	0	0	0	0	524.875	0	524.875	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	10850	0	0	0	0	565.250	0	565.250	0

	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	11625	0	0	0	0	605.625	0	605.625	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	12400	0	0	0	0	646.000	0	646.000	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	24940	0	0	0	0	1209.000	0	1209.000	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	37480	0	0	0	0	1772.000	0	1772.000	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	29592.5	0	0	0	0	1775.500	0	1775.000	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	21705	0	0	0	0	1779.000	0	1779.000	0	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	96112.5	0	0	0	0	3289.500	96112.5/2	3289.500	96112.5/2		
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	170520	0	0	0	0	4800.000	170520/2	4800.000	170520/2		
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	85260	0	0	0	0	2400.000	85260/2	2400.000	85260/2		
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

MATERIAL ASSIGNMENTS

1	31	1	1	0
32	32	0	2	0
33	33	0	3	0
34	34	0	4	0
35	35	0	5	0
36	36	0	6	0
37	37	0	7	0
38	38	0	8	0
39	39	0	9	0
40	48	1	10	0
49	49	0	11	0
50	56	1	12	0
57	57	0	13	0
58	58	0	14	0
59	59	0	15	0
60	61	1	16	0
62	62	0	17	0

FREEDOM TEMPLATE

U V THZ

SUPPORT NODES

1	32	1	F	R	F
33	64	1	R	R	R

LOAD CASE

CL

1 0 0 250

NONLINEAR CONTROL

ITER 20

FIRST MNR

INC (21)

CONV 0 10

OUTPUT 1 1 1

LOAD CASE

CL

1 0 0 500

LOAD CASE

```
CL
  1  0  0    750
LOAD CASE
CL
  1  0  0    1000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    1500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    2000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    2500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    3000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    3500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    4000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    4500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    5000
END

CL
  1  0  0    750
LOAD CASE
CL
  1  0  0    1000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    1500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    2000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    2500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    3000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    3500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    4000
LOAD CASE
CL
  1  0  0    4500
LOAD CASE
CL
  1  0  0    5000
END
```

```
CL
```

C Version 11.0-2

PROBLEM	TITLE	Eminonu Kenar Ayagi				
OPTION	2	117	118	146	157	250

BEAM ELEMENT TOPOLOGY

FIRST	1	1	2	
INC	1	1	1	(48)

JPH3 ELEMENT TOPOLOGY

FIRST	52	52	2	50	
INC	1	1	1	0	(48)

SOLUTION ORDER AUTOMATIC

NODE COORDINATES

	1	0	1.60	
FIRST	2	0	-6.80	
INC	1	0	-1.00	(37)
FIRST	39	0	-44.80	
INC	1	0	-2.00	(10)
	49	0	-64.00	

C

50	0	100.00
----	---	--------

C

FIRST	52	0	-6.80	
INC	1	0	-1.00	(37)
FIRST	89	0	-44.80	
INC	1	0	-2.00	(10)
	99	0	-64.00	

C

```

BEAM GEOMETRIC PROPERTIES
      1      1  0.060972  1000

```

JPH3 GEOMETRIC PROPERTIES

2 0.0000000000

GEOMETRIC ASSIGNMENTS

1 48 1 1

52	99	1	2
----	----	---	---

MATERIAL PROPERTIES

```

1      210E6  0.30
JOINT PROPERTIES NONLINEAR 32 3

```

[illegible]

	8070.00	0	0	0	0	916.000	0	916.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	11480.00	0	0	0	0	1360.000	0	1360.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	25324.00	0	0	0	0	1880.000	0	1880.000	0	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	19584.00	0	0	0	0	1200.000	9792	1200.000	9792	...
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

MATERIAL ASSIGNMENTS

1	48	1	1	0
52	52	0	2	0
53	53	0	3	0
54	54	0	4	0
55	55	0	5	0
56	56	0	6	0
57	57	0	7	0
58	58	0	8	0
59	59	0	9	0
60	87	1	10	0
88	88	0	11	0
89	97	1	12	0
98	98	0	13	0
99	99	0	14	0

FREEDOM TEMPLATE

U V THZ

SUPPORT NODES

1	49	1	F	R	F
50	99	1	R	R	R

LOAD CASE

CL

1 0 0 250

NONLINEAR CONTROL

ITER 20

FIRST MNR

INC (21)

CONV 0 10

OUTPUT 1 1 1

LOAD CASE

CL

1 0 0 500

LOAD CASE

CL

1 0 0 750

LOAD CASE

CL

1 0 0 1000

LOAD CASE

CL

1 0 0 1500

LOAD CASE

CL

1 0 0 2000

LOAD CASE

CL

1 0 0 2500

LOAD CASE

CL

1 0 0 3000

LOAD CASE

CL

1 0 0 3500

```
LOAD CASE
CL
  1  0  0  4000
LOAD CASE
CL
  1  0  0  4500
LOAD CASE
CL
  1  0  0  5000
END
```



ÖZGEÇMİŞ

Yazar, 1959 yılında Kilis'de doğdu. Orta öğretimini 1975 yılında İstanbul Haydarpaşa Lisesi'nden mezun olarak tamamladı. Aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi M.M.F. İnşaat Bölümü'ne girmeye hak kazanarak, lisans eğitimini 1980 yılında pekiyi derece ile dönem birincisi olarak tamamladı. Aynı yıl İstanbul Üniversitesi İşletme Fakültesi İşletme İktisadi Enstitüsü'ne girerek iyi derece ile mezun oldu. 1981 yılında Boğaziçi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümü'nde başladığı yüksek lisans programını 1985 yılında pekiyi derece ile bitirdi. Aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nün açtığı doktora sınavını kazanarak, İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim dalında doktora öğrenimine başladı.

Türkiye Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Milli Komitesi üyesi olan yazarın, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 3.Ulusal Kongresinde ; İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul ve İzmir Şubeleri tarafından düzenlenmiş Teknik Kongre ve Sempozyumlar da Kazıklı Temellerle ilgili yayınlanmış makaleleri mevcuttur.

1985 yılından itibaren , STFA Temel Kazıkları İnşaatı A.Ş.'de Zemin Mekaniği Mühendisi, Proje Müdürü , Proje Koordinatörü ve ihale Hazırlama Müdürü olarak çalışan yazarın , STFA Grubu içerisindeki seminerlerde Kazıklı Temeller ve Kazık Yükleme Deneyleri ile ilgili yayınlanmış tebliğleri vardır . Yazar İngilizce bilmektedir.